Nederlandse praktijkrichtlijn

NPR 9998
(nl)

Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren – Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen

Assessment of buildings in case of erection, reconstruction and disapproval – Basic rules for seismic actions: induced earthquakes

Vervangt Ontw.NPR 9998:2015

ICS 91.080.01; 93.020
december 2015

Normcommissie 351 001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies"

Postbus 5059, 2600 GB Delft
Telefoon (015) 2 690 390, Fax (015) 2 690 190

Inhoud

Voorwoord

In Noord-Nederland komen aardbevingen voor die ontstaan ten gevolge van het inklinken van de grond op relatief geringe diepte onder het aardoppervlak, met als oorzaak de winning van gas uit het Groninger gasveld. Deze zogenoemde ‘geïnduceerde‘ aardbevingen onderscheiden zich van de in de wereld veel voorkomende en algemeen bekende ‘tektonische’ aardbevingen, die optreden ten gevolge van grondbewegingen in de diepe aardkorst.

Het feit dat met geïnduceerde bevingen veel minder ervaring bestaat dan met tektonische bevingen, alsmede het gegeven dat het grootste deel van de gebouwen in Noord-Nederland bestaat uit ongewapend metselwerk, heeft ertoe geleid dat deze Nederlandse praktijkrichtlijn (NPR) voor het ontwerpen en beoordelen van aardbevingsbestendigheid van te bouwen, te renoveren en bestaande gebouwen is opgesteld.

Een richtlijn voor de bepaling van de sterkte van bouwconstructies onder aardbevingsbelastingen bestaat in Nederland nog niet, omdat tot nu toe werd aangenomen dat de huidige wijze van bouwen volgens de vigerende publiekrechtelijke voorschriften, ook bij de in Nederland voorkomende aardbevingen voldoende garantie gaf voor de constructieve veiligheid.

In de Europese normalisatie wordt aandacht besteed aan het aardbevingsbestendig construeren in de Eurocode 8 (de NEN-EN 1998-reeks). Deze normenreeks is in Nederland, om de eerder genoemde reden, op dit moment niet wettelijk voorgeschreven. Er zijn daarom ook geen nationale bijlagen opgesteld, waarin voor de afzonderlijke delen van Eurocode 8 de nationale parameters en eventueel aanvullende informatie zijn gegeven. Het toesnijden van de afzonderlijke delen van Eurocode 8 op de Nederlandse situatie, waar onderscheid moet worden gemaakt in geïnduceerde en tektonische aardbevingen, vereist een gedegen studie, waarvoor nog tijd nodig is. Deze periode is te lang om de actuele vragen uit het Noorden van het land het hoofd te kunnen bieden. Daarom wordt beoogd met deze NPR de belanghebbenden een eerste houvast te geven bij nieuwbouw en ook richting te geven aan het versterken van bestaande gebouwconstructies met onvoldoende veiligheid. De NPR biedt tevens een basis om te beoordelen of een bestaand gebouw voldoende aardbevingsbestendig is.

Deze NPR heeft niet de status van een nationale bijlage.

De NPR biedt oplossingen voor het beoordelen of nieuw te bouwen of te versterken bestaande gebouwen de optredende aardbevingen in Noord-Nederland als gevolg van de winning van gas kunnen doorstaan, zonder dat de constructieve veiligheid in termen van:

a) een mate van instorting die niet in verhouding staat tot de oorzaak, en tot slachtoffers kan leiden, en

b) bezwijken van secundaire seismische elementen, wat eveneens tot slachtoffers kan leiden,

in het geding is. Met deze NPR is het ook mogelijk voor nieuwbouw van gebouwen een veiligheidsniveau te kiezen om significante schade ten gevolge van aardbevingsbelastingen te voorkomen. Ook kan ervoor worden gekozen om de te accepteren beschadiging te beperken tot het criterium ‘beperkte schade’ (DL).

Daarnaast biedt deze NPR mogelijkheden voor het beoordelen van de sterkte van bestaande bouwconstructies van gebouwen, teneinde vast te stellen of deze voldoende sterk zijn om een mate van instorting te voorkomen die niet in verhouding staat tot de oorzaak.

Bij het vaststellen van het niveau van veiligheid is aangesloten bij het niveau dat voor andere belastingen, betrokken op de menselijke veiligheid, in de publiekrechtelijke regelgeving (Bouwbesluit 2012) is verankerd.

Oplossingen die voldoen aan deze NPR voldoen dus aan de betrouwbaarheidseisen als beschreven in NEN-EN 1990 voor nieuw te bouwen bouwconstructies voor gebouwen en in NEN 8700 voor bestaande en te verbouwen bouwconstructies voor gebouwen, betrokken op het aspect menselijke veiligheid. Ook andere methoden kunnen, mits adequaat gemotiveerd, leiden tot het voldoen aan hetzelfde betrouwbaarheidsniveau (gelijkwaardigheidsprincipe).

In deze NPR worden vier berekeningsmethoden beschreven, te weten:

1) zijdelingse belastingsmethode,

2) spectrale modale responsberekeningsmethode,

3) niet-lineaire push-over-analysemethode, en

4) niet-lineaire (dynamische) tijdsdomeinberekeningsmethode.

De meeste aandacht is daarbij uitgegaan naar methoden 1 en 2, de relatief eenvoudige berekeningsmethoden.

OPMERKING 1 De zijdelingse belastingsmethode en spectrale modale responsberekeningsmethoden zijn geschikt voor nieuw te bouwen gebouwen, maar mogelijk minder geschikt voor de beoordeling van bestaande of geometrisch complexere gebouwen, omdat ze kunnen leiden tot conservatievere uitkomsten dan niet-lineaire bepalingsmethoden. Aan een verdere verdiepingsslag wordt nog gewerkt door de normcommissie.

OPMERKING 2 De genoemde berekeningsmethoden nemen van 1 tot 4 in precisie toe, maar ook in de mate van complexiteit. Voor elke ontwerp- dan wel versterkingsopgave behoort de meest geschikte berekeningsmethode te worden gekozen. Voor eenvoudige nieuw te bouwen gebouwen zullen methoden 1 of 2 vaak het meest voor de hand liggen. Bij complexe constructies kunnen meer geavanceerde methoden in aanmerking komen. Het gebruik van geavanceerde methoden kan ook aan de orde komen indien de toepassing van de eenvoudige methoden leidt tot het noodzakelijk aanbrengen van versterkingen, welke versterkingen gepaard gaan met verhoudingsgewijs significante kosten. Wanneer twijfel bestaat of toepassing van de methode 1 of 2 een voldoende nauwkeurige uitkomst omtrent afkeuren oplevert, kan ook toepassing van geavanceerde methoden uitkomst bieden. Toepassing van de geavanceerde methoden vraagt om meer expertise.

De inhoud van deze NPR is afgestemd op de kennis zoals die in de periode voorafgaand aan december 2015 is vergaard. De verwachting is dat de kennis in komende periode nog zal toenemen, wat in de toekomst kan leiden tot bijstelling van de inhoud van deze NPR.

Deze NPR is in februari 2015 als ontwerp gepubliceerd. In totaal zijn meer dan 350 reacties ontvangen. Deze zijn alle beschouwd en waar mogelijk verwerkt en hebben geleid tot zowel inhoudelijke als redactionele aanpassingen.

De belangrijkste aanpassingen ten opzichte van de ontwerpversie van deze NPR zijn verder:

a) De contourplot van de piekgrondversnellingen is afgestemd op de nieuwste inzichten.

b) Minimumwaarden voor de betrouwbaarheidsindex *ß*, herhalingstijd $T_{LS;ref}$ en factoren k_{ag} en γ_M behorende bij de rekenwaarde van de piekgrondversnelling ($a_{g;d}$) voor nieuwbouw bij de grenstoestanden NC, SD en DL en voor bestaande bouw bij de grenstoestand NC, zijn bijgesteld dan wel toegevoegd.

c) De criteria voor de grenstoestanden SD en DL voor nieuwbouw zijn aangegeven.

d) Het responsspectrum is aangepast aan de laatste inzichten, waarbij onderscheid is aangebracht naar een spectrum op diepte en op maaiveld.

e) Voor de niet-lineaire methoden zijn aanwijzingen gegeven hoe daarmee kan worden omgegaan.

f) De gebruikte symbolen zijn in overeenstemming gebracht met de daarvoor geldende internationale normering.

g) De bepalingsmethode voor de invloed van verweking op de sterkte van de bouwconstructie is nader uitgewerkt.

Deze NPR is opgesteld onder verantwoordelijkheid van werkgroep 351 001 101 01 ‘Aardbevingen’, en na instemming van de normsubcommissie 351 001 101 ‘TGB Basiseisen en Belastingen’, aanvaard door de normcommissie 351 001 ‘TGB Plenair’.

(blanco)

Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren – Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen

1 Algemeen

1.1 Onderwerp en toepassingsgebied

1.1.1 Algemeen

Deze Nederlandse praktijkrichtlijn (NPR) geeft richtlijnen om voor de volgende situaties te beoordelen of:

a) te bouwen gebouwen voldoende aardbevingsbestendig zijn,

b) bestaande gebouwen voldoende aardbevingsbestendig zijn, en

c) te versterken bestaande gebouwen voldoende aardbevingsbestendig zijn.

OPMERKING 1 De NPR weerspiegelt de kennis zoals die vlak voorafgaand aan het moment van publicatie beschikbaar was. De zich steeds verder ontwikkelende stand van de kennis op het gebied van de geïnduceerde aardbevingen in Noord-Nederland kan in de toekomst aanleiding geven (delen van) de inhoud van de NPR te herzien.

De NPR is bedoeld om te worden toegepast op alle bouwconstructies van te bouwen en bestaande gebouwen, ongeacht de daarbij horende gevolgklassen. Voor bouwconstructies van gebouwen, waarbij menselijke veiligheid niet in het geding kan zijn, is beoordeling op aardbevingsbelastingen niet nodig. De NPR is geschikt om te worden toegepast op bouwconstructies van gebouwen die bestaan uit beton, staal, staalbeton, hout, metselwerk, of een combinatie daarvan. Voor andere bouwwijzen moet het gelijkwaardigheidsprincipe worden toegepast.

Indien de referentiepiekgrondversnelling kleiner is dan 0,04 *g* dan behoeft geen beoordeling op aardbevingsbelastingen plaats te vinden.

De NPR bevat een inspectieprotocol voor het bepalen van de constructieve conditie, op grond waarvan met behulp van literatuuronderzoek, metingen in situ, berekeningen en voorbeeldoplossingen, aanbevelingen kunnen worden gedaan voor zodanige verbeteringen van de bouwconstructie dat deze aardbevingsbestendig is.

OPMERKING 2 Deze NPR gaat uitsluitend over constructieve aspecten. Naast constructieve aspecten kunnen in voorkomende gevallen beperkingen gelden op grond van lokaal geldende welstandseisen of andere wettelijke bepalingen, zoals de Monumentenwet. Toepassing van deze NPR is derhalve geen garantie dat een bepaalde oplossing in een concrete situatie ook daadwerkelijk mag worden toegepast.

Bepaalde typen scheurvorming in de bouwconstructie, evenals overmatige scheefstand of verzakking als gevolg van aardbevingsbelastingen, worden vanwege de gewenste bruikbaarheid van het gebouw maatschappelijk veelal niet geaccepteerd, maar worden in deze NPR beperkt tot niet beschouwd indien zij de menselijke veiligheid niet in gevaar brengen. Ze worden wel beschouwd voor zover ze van belang zijn om te beoordelen of een grenstoestand is overschreden.

Geotechnische constructies zoals funderingen op staal of palen zijn van essentieel belang voor de constructieve veiligheid van het gebouw. Rekenregels voor de beoordeling daarvan zijn opgenomen in deze NPR.

Andere gebouw-gerelateerde (ondergrondse) constructies, zoals gas- en dataleidingen of rioleringen vallen niet onder de constructieve veiligheid van het gebouw en zijn derhalve niet meegenomen, ondanks mogelijke (milieu)overlast als gevolg van bijvoorbeeld kapotte rioolafvoerleidingen of kans op vervolgschade door brand of gezondheidsgevaren als gevolg van kapotte rookgasafvoeren.

Deze NPR is niet bedoeld om te beoordelen of een beschadigde bouwconstructie na een aardbeving in staat is de wettelijk voorgeschreven belastingen gedurende de nog resterende restlevensduur met voldoende veiligheid te weerstaan. Deze NPR richt zich slechts op de constructieve veiligheid van een bouwconstructie tijdens en direct na een aardbeving.

OPMERKING 3 Los van de inhoud van deze NPR behoort de bouwconstructie, eventueel in gescheurde toestand, wel te voldoen aan de wettelijke eisen voor bouwconstructies van een gebouw. Deze wettelijke eisen zijn vastgelegd in paragraaf 2.1.2 van het Bouwbesluit 2012 met verwijzing naar NEN 8700.

OPMERKING 4 Nagestreefd wordt dat met het toepassen van deze NPR op grond van de kennis van het moment van publiceren een dermate grote betrouwbaarheid van de bouwconstructie wordt bereikt (constructieve veiligheid), dat bouwconstructies die worden beoordeeld en aangepast op basis van deze NPR, in de toekomst na een eventueel aansturen van aardbevingsbelastingen door de bouwregelgeving in beginsel niet opnieuw hoeven te worden beoordeeld en aangepast. De toekomstige ontwikkelingen worden mede beïnvloed door toenemende kennis en maatschappelijke ontwikkelingen.

OPMERKING 5 Mocht op termijn de zwaarte van de aardbevingsbelasting groter worden dan de waarde waarvan in deze NPR is uitgegaan, dan zal moeten worden bezien of aanvullende voorzieningen aan het gebouw noodzakelijk zijn.

In deze NPR wordt onderscheid gemaakt in drie betrouwbaarheidsniveaus, te weten:

1) het niveau dat geldt voor nieuw te bouwen gebouwen (daaronder begrepen het geheel vernieuwen);

2) het niveau dat geldt bij verbouw van bestaande gebouwen;

3) het niveau dat geldt om vast te stellen of een bestaande bouwconstructie nog een voldoende mate van betrouwbaarheid bezit ten aanzien van menselijke veiligheid.

OPMERKING 6 Voor de achtergrond van deze betrouwbaarheidniveaus wordt verwezen naar het rapport TNO-2015-R12071 [36] dat een aanvulling is op het rapport TNO-060-DTM-2011-03086. Voor de achtergronden van de contourplot van de piekgrondversnelling wordt verwezen naar het KNMI-rapport [9]. Voor de achtergronden van het spectrum wordt verwezen naar het ARUP-rapport 229746_032.0_REP141 Juni 2015 [35].

1.1.2 Uitgangspunten van de NPR

1.1.2.1 Algemeen

Deze NPR legt de beginselen, toepassingsregels en bepalingsmethoden vast voor de beoordeling van de betrouwbaarheid onder aardbevingsbelastingen.

Deze NPR is bedoeld om te worden gebruikt in samenhang met de normen voor het bepalen en aantonen van de constructieve betrouwbaarheid voor het bouwen (nieuwbouw: NEN-EN 1990 tot en met NEN-EN 1999 en voor bestaande bouw NEN 8700 en NEN 8701) en voor het bepalen van het afkeurniveau van bestaande constructies (NEN 8700 en NEN 8701).

Het toepassingsgebied van deze NPR is beperkt tot Noord-Nederland voor zover daar geïnduceerde aardbevingen als gevolg van gaswinning in het Groninger gasveld optreden.

OPMERKING De uitwerkingen van de basisprincipes in deze NPR gelden algemeen. De zijdelingse belastingsmethode en modale responsspectrummethode zijn primair van toepassing op gebouwen met een regelmatig constructief patroon en kunnen met name voor nieuwbouw proportioneel worden ingezet. Voor de beoordeling van bestaande bouw kan het raadzaam zijn, uit te gaan van een niet-lineaire push-over-analysemethode, of een niet-lineaire (dynamische) tijdsdomeinberekeningsmethode. Dit is bijvoorbeeld het geval indien toepassing van lineaire methoden niet leidt tot goedkeuren of tot een forse onderschrijding van de uiterste grenstoestand.

1.1.2.2 Veiligheidsfilosofie

De veiligheidsfilosofie vormt het kerndeel van elke discussie omtrent betrouwbaarheid van constructies, zo ook in relatie tot aardbevingsbestendigheid. In het kader van deze NPR is bepaald welke economische en maatschappelijke gevolgen als acceptabel mogen worden beschouwd en welke betrouwbaarheidsindices en veiligheidsparameters en -factoren daarbij horen, waarbij onderscheid wordt gemaakt naar nieuwbouw, verbouw en afkeuren.

De veiligheidsfilosofie die ten grondslag ligt aan deze NPR sluit qua werkwijze en keuzes in beginsel aan bij die welke voor andere belastingen in NEN 8700 voor bestaande en in NEN-EN 1990 voor nieuwe constructies is gevolgd. Daar waar door de aard van de seismische belasting specifieke keuzes moeten worden gemaakt, is dit aangegeven. Het basisuitgangspunt is een maximaal aanvaardbaar individueel risico van 10^{-5} per jaar.

OPMERKING 1 Het Bouwbesluit 2012 verwijst naar voornoemde normen.

OPMERKING 2 Indien uit de beoordeling van de sterkte van een gebouw tegen aardbevingsbelastingen blijkt dat niet aan het maximaal aanvaardbaar individueel risico van 10^{-5} per jaar is voldaan, mag daaruit niet worden geconcludeerd dat het gebouw onmiddellijk instort bij de eerstkomende aardbeving. Voor de achtergrond van de veiligheidsfilosofie (daaronder mede begrepen de kansberekening) wordt verwezen naar het rapport TNO-2015-R12071 [36], dat een aanvulling is op het rapport TNO-060-DTM-2011-03086.

1.1.2.3 Normenreeks NEN-EN 1998 (Eurocode 8)

In deze NPR zijn eerste aanzetten voor nationale bijlagen bij Eurocode 8 gegeven.

OPMERKING De NEN-EN 1998-reeks is door de gezamenlijke nationale normalisatie- instituten, verenigd in het Europese normalisatie instituut (CEN) ontwikkeld voor het ontwerpen en toetsen van bouwwerken op aardbevingsbelastingen. Bij deze normenreeks horen nationale bijlagen, waarin door het vaststellen van zogeheten nationale parameters (NDP's) en eventueel het toevoegen van nationale aanvullende, niet conflicterende bepalingen het nationaal gewenste betrouwbaarheidssniveau kan worden vastgesteld. Deze bijlagen zijn voor Nederland nog niet vastgesteld.

1.1.2.4 NEN 8700

NEN 8700 is op dit moment niet toegesneden op de beoordeling van bouwconstructies tegen aardbevingsbelastingen. Deze NPR kan worden gezien als een aanzet voor de benodigde aanpassingen van NEN 8700 in verband met aardbevingen.

OPMERKING NEN 8700 is bedoeld om te worden toegepast bij de beoordeling van bestaande gebouwen (zowel de staat van een ongewijzigd gebouw als de verbouw (gedeeltelijke vernieuwen, vernieuwen of vergroten) daarvan).
NEN 8700 sluit aan op de Eurocodes die voor geheel nieuw op te richten en geheel te vernieuwen bouwwerken van toepassing zijn. Verbouwprojecten waar constructieve ingrepen worden gedaan worden vanuit het Bouwbesluit 2012 door toetsende instanties op grond van NEN 8700 beoordeeld.

1.2 Verwijzingen

De volgende documenten, of delen ervan, waarnaar in dit document normatief wordt verwezen, zijn onmisbaar voor de toepassing ervan. Bij gedateerde verwijzingen is alleen de aangehaalde uitgave van toepassing. Bij ongedateerde verwijzingen is de laatste uitgave van het document (met inbegrip van eventuele wijzigingsbladen en correctiebladen) waarnaar is verwezen van toepassing.

NEN 8700:2011	*Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Grondslagen*
NEN 8701:2011	*Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouwen en afkeuren – Belastingen*

NEN 9997-1+C1:2012 [1)] NEN 9997-1+C1:2012/C2:2015	*Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels*
NPR 9096-1-1:2012	*Steenconstructies – Eenvoudige ontwerpregels, gebaseerd op NEN-EN 1996-1-1+C1*
NEN-EN 338:2009	*Hout voor constructieve toepassingen – Sterkteklassen*
NEN-EN 772-1:2011	*Beproevingsmethoden voor metselstenen – Deel 1: Bepaling van de druksterkte*
NEN-EN 1052:reeks	*Beproevingsmethoden voor metselwerk*
NEN-EN 1052-1:1998	*Beproevingsmethoden voor metselwerk – Deel 1: Bepaling van de druksterkte*
NEN-EN 1052-2:1999	*Beproevingsmethoden voor metselwerk – Deel 2: Bepaling van de buigtreksterkte*
NEN-EN 1052-3:2002	*Beproevingsmethoden voor metselwerk – Deel 3: Bepaling van de initiële schuifsterkte*
NEN-EN 1052-4:2000	*Beproevingsmethoden voor metselwerk – Deel 4: Bepaling van de schuifsterkte ter plaatse van een dampdichte laag*
NEN-EN 1052-5:2005	*Beproevingsmethoden voor metselwerk – Deel 5: Bepaling van de hechtsterkte met de hefboomproef*
NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011	*Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp*
NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011/NB:2011	*Nationale bijlage bij NEN-EN 1990+A1+A1/C2: Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp*
NEN-EN 1991-1-1+C1:2011	*Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-1: Algemene belastingen – Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen*
NEN-EN 1991-1-1+C1:2011/NB:2011	*Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-1+C1: Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-1: Algemene belastingen – Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen*
NEN-EN 1991-1-7+C1:2011	*Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-7: Algemene belastingen – Buitengewone belastingen: stootbelastingen en ontploffingen*
NEN-EN 1991-1-7+C1:2011/NB:2011	*Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-7+C1: Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-7: Algemene belastingen – Buitengewone belastingen: stootbelastingen en ontploffingen*
NEN-EN 1992-1-1+C2:2011	*Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*

1) NEN-EN 1997-1+C1:2012 is geconsolideerd met de nationale bijlage NEN-EN 1997-1+C1:2012/NB:2012 uitgebracht als NEN 9997-1+C1:2012 *Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels*. In deze NPR wordt verwezen naar NEN 9997-1, echter daarvoor mag NEN-EN 1997-1+C1:2012 en de nationale bijlage worden gelezen (en vice versa).

NEN-EN 1992-1-1+C2/NB:2011	*Nationale bijlage bij NEN-EN 1992-1-1+C2 Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*
NEN-EN 1993-1-1+C2:2011	*Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*
NEN-EN 1993-1-1+C2/NB:2011	*Nationale bijlage bij NEN-EN 1993-1-1+C2 Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*
NEN-EN 1993-1-10+C2:2011	*Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-10: Algemene regels – Taaiheid van het materiaal en eigenschappen in de dikterichting*
NEN-EN 1993-1-10+C2/NB:2011	*Nationale bijlage bij NEN-EN 1993-1-10+C2 Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-10: Algemene regels – Taaiheid van het materiaal en eigenschappen in de dikterichting*
NEN-EN 1994-1-1+C2:2011	*Eurocode 4: Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*
NEN-EN 1994-1-1+C2/NB:2011	*Nationale bijlage bij NEN-EN 1993-1-1+C2 Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*
NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011	*Eurocode 5: Ontwerp en berekening van houtconstructies – Deel 1-1: Algemeen – Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen, inclusief correctieblad C1:2012, wijzigingsblad A2:2014*
NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011/NB:2013	*Nationale bijlage bij NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011 – Eurocode 5: Ontwerp en berekening van houtconstructies – Deel 1-1: Algemeen – Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen, inclusief correctieblad C1:2012, wijzigingsblad A2:2014*
NEN-EN 1996-1-1+A1:2013	*Eurocode 6: Ontwerp en berekening van constructies van metselwerk – Deel 1-1: Algemene regels voor constructies van gewapend en ongewapend metselwerk*
NEN-EN 1996-1-1+C1:2011/NB:2011	*Nationale bijlage bij NEN-EN 1996-1-1+C1 – Eurocode 6 – Ontwerp en berekening van constructies van metselwerk – Deel 1-1: Algemene regels voor constructies van gewapend en ongewapend metselwerk*
NEN-EN 1998-1:2005	*Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen*
NEN-EN 1998-1/C1:2009	*Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen (correctieblad)*

NEN-EN 1998-1/A1:2013	*Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen (wijzigingsblad)*
NEN-EN 1998-2:2006	*NEN-EN 1998-2:2006 Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 2: Bruggen*
NEN-EN 1998-2:2006/A1:2009	*NEN-EN 1998-2:2006 Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 2: Bruggen (wijzigingsblad)*
NEN-EN 1998-2:2006/C1:2010	*NEN-EN 1998-2:2006 Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 2: Bruggen (correctieblad)*
NEN-EN 1998-2:2006/A2:2011	*NEN-EN 1998-2:2006 Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 2: Bruggen (wijzigingsblad)*
NEN-EN 1998-3:2005	*Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 3: Beoordeling en vernieuwing van gebouwen*
NEN-EN 1998-3:2005/C1:2010	*Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 3: Beoordeling en vernieuwing van gebouwen (correctieblad)*
NEN-EN 1998-3:2005/C2:2013	*Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 3: Beoordeling en vernieuwing van gebouwen (correctieblad)*
NEN-EN 1998-5:2005	*Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 5: Funderingen, grondkerende constructies en geotechnische aspecten*
NEN-EN 14080:2013	*Houtconstructies – Gelijmd gelamineerd hout en gelijmd massief hout*
ISO 1000:1992	*SI-eenheden en aanbevelingen voor het gebruik van hun veelvouden en van bepaalde andere eenheden*
ISO 1000:1992/Amd 1:1998	*SI-eenheden en aanbevelingen voor het gebruik van hun veelvouden en van bepaalde andere eenheden (wijzigingsblad)*

1.3 Aannamen

In aanvulling op de relevante aannamen in NEN-EN 1990 en NEN 8700 geldt voor de beoordeling van de veiligheid ten aanzien van aardbevingen dat alle wijzigingen in een constructie moeten zijn beschouwd, ook indien dit (lokale) versterkingen betreft.

1.4 Definities

1.4.1 Generieke definities voor alle Eurocodes

De termen en definities van NEN-EN 1990 en NEN 8700 zijn van toepassing. Dat geldt ook voor de termen en definities uit de NEN-EN 1998-reeks voor zover hierna niet anders vermeld.

1.4.1.1
gebouw
elk bouwwerk, dat een voor mensen toegankelijke overdekte geheel of gedeeltelijk met wanden omsloten ruimte vormt

OPMERKING Deze omschrijving is gelijkluidend aan die in de Woningwet.

1.4.2 Specifieke definities voor NPR 9998

Voor de toepassing van deze NPR gelden de volgende termen en definities.

1.4.2.1
aardbevingsbestendig
mate van bestand zijn tegen een aardbeving, zodanig dat de kans op het overschrijden van de maatgevende grenstoestand (NC, SD of DL) voldoet daaraan de te stellen eis

OPMERKING Voor de eisen zie 2.1 van deze NPR.

1.4.2.2
capaciteitsmethode
methode om ervoor te zorgen dat niet-dissipatieve elementen sterker zijn dan de dissipatieve

OPMERKING Ontwerpmethode voor een gebouw, waarbij plastische scharnieren in de constructie op een zodanige manier in de constructie worden ingebouwd, dat maximale energiedissipatie mogelijk is. De niet-dissipatieve elementen worden hierbij sterker gemaakt dan de dissipatieve, zodat de plastische vervormingen en hun plaats van optreden bij voorbaat worden vastgelegd en beheerst, ten faveure van de seismische weerstand van de bouwconstructie.

1.4.2.3
dissipatieve constructieonderdelen
constructieonderdelen die in staat zijn om energie te dissiperen door middel van ductiel hysteresisresponsgedrag

OPMERKING Hysteresis is het constructief gedrag waarbij momenten afwisselend toenemen, afnemen en van teken wisselen, waarmee aanzienlijke plastische vervormingen gepaard gaan, waardoor energiedissipatie optreedt.

1.4.2.4
dynamisch onafhankelijke eenheid
deel van een bouwconstructie dat rechtstreeks wordt onderworpen aan de grondbeweging en waarvan het responsgedrag niet wordt beïnvloed door het (respons)gedrag van aangrenzende eenheden of bouwconstructies

1.4.2.5
energiedissipatiezone
vooraf bepaalde delen van een constructie waar de dissipatieve vermogens voornamelijk gesitueerd zijn

1.4.2.6
gedeeltelijke verweking
situatie waarbij wateroverspanning ontstaat, maar nog wel een deel van de korrelspanning overblijft

1.4.2.7
gedragsfactor
factor gebruikt voor ontwerp- en berekeningsdoeleinden om de krachten berekend in een lineaire berekening te reduceren, dit om rekening te houden met het niet-lineaire gedrag van een constructie, gerelateerd aan het materiaal, het constructieve systeem en de ontwerpprocedures

1.4.2.8
herhalingstijd
omgekeerde maat voor de jaarlijkse kans op een extreme gebeurtenis (waterstand, piekgrondversnelling)

OPMERKING Hoe groter de herhalingstijd, hoe kleiner de jaarlijkse kans op de gebeurtenis.

1.4.2.9
magnitude
maat voor de sterkte van de aardbeving

OPMERKING De magnitude wordt meestal uitgedrukt als getal op de schaal van Richter of als momentmagnitude. De momentmagnitudeschaal (vaak afgekort tot MMS; ook genoteerd als M_w, waarin $_w$ staat voor de verrichte arbeid) is een schaal die door seismologen wordt gebruikt om de kracht van aardbevingen te meten. Beide schalen (MMS en de schaal van Richter) zijn logaritmisch, wat betekent dat een verhoging van het getal met 1 betekent dat de energie, dan wel de kracht, met een factor 31,6 toeneemt. Daarnaast bestaat ook nog de European Macroseismic scale (EMS).

1.4.2.10
niet-constructief element
architectonisch, installatietechnisch of elektrisch element, dat, wegens gebrek aan eigen capaciteit of capaciteit van de bevestiging, bij een aardbeving kan leiden tot een of meer slachtoffers

OPMERKING De nadere uitwerking is te vinden in 4.3.5.

1.4.2.11
piekgrondversnelling
hoogste waarde van de versnelling aan het maaiveld tijdens een aardbeving

1.4.2.12
primair seismisch element
constructief element dat wordt beschouwd als deel van het constructieve systeem dat weerstand biedt aan de seismische belasting om disproportionele instorting te voorkomen

1.4.2.13
relatieve wateroverspanning
verhouding tussen wateroverspanning en de effectieve spanning aan het begin van de aardbeving

OPMERKING Bij volledige verweking is de relatieve wateroverspanning 1.

1.4.2.14
responsspectrum
maximale respons van een constructie op een aardbeving als functie van de eigen trillingsperiode of eigenfrequentie

1.4.2.15
secundair seismisch element
constructief element dat niet wordt beschouwd als deel van het constructieve systeem dat weerstand biedt aan de seismische belasting om disproportionele instorting te voorkomen

OPMERKING Elementen die NEN-EN 1998-1 niet-constructief worden genoemd, zoals luifels, schoorstenen, ornamenten, borstweringen en niet-dragende binnenwanden, worden in deze NPR beschouwd als secundaire seismische elementen.

1.4.2.16
verweking
verlies van sterkte en stijfheid in zand door wateroverspanning en daarmee gepaard gaande reductie van effectieve spanning

OPMERKING In de praktijk wordt ook de Engelse term ‘liquefaction’ gebruikt voor verweking.

1.4.2.17
volledige verweking
situatie waarbij de wateroverspanning in de ondergrond zo groot wordt dat er geen korrelspanning meer overblijft

1.4.2.18
wateroverspanning
tijdelijke extra waterspanning in de poriën tussen gronddeeltjes, die kan worden veroorzaakt door snelle schuifspanningswisselingen tijdens een aardbeving

1.5 Symbolen en afkortingen

De symbolen aangegeven in 1.6 van NEN-EN 1990 zijn van toepassing. Voor symbolen gerelateerd aan de bepaling van de weerstand, en voor symbolen die niet specifiek gelden voor aardbevingsbelastingen, zijn de bepalingen van de relevante delen van de Eurocode van toepassing.

OPMERKING 1 Voor zover mogelijk zijn de symbolen in overeenstemming gebracht met de uitgangspunten van ISO 3898:2013. In deze NPR worden de hieronder gegeven symbolen en namen van grootheden gehanteerd.

Latijnse symbolen

$a_{\mathrm{g;d}}$ rekenwaarde van de piekgrondversnelling

$a_{\mathrm{g;d;vert}}$ rekenwaarde van de piekgrondversnelling in de verticale richting

$a_{\mathrm{g;ref}}$ referentiewaarde van de piekgrondversnelling

c cohesie van grond

C_{cor} getalwaarde van een correctiefactor in s^2, gelijk aan 1

C_{N} correctiefactor voor het spanningsniveau

CRR rekenwaarde van de *Cyclic Resistance Ratio* (cyclische weerstandsverhouding, dit is de spanningsverhouding die nodig is om een verandering van toestand in de bodem te veroorzaken van vaste tot een vloeibare toestand)

CSR rekenwaarde van de *Cyclic Stress Ratio* (verhouding schuifspanningswisseling en effectieve verticale spanning)

c_{u} ongedraineerde schuifsterkte

d verplaatsing

d_{g} rekenwaarde van de bodemverplaatsing

d_r rekenwaarde van de relatieve verplaatsing tussen bouwlagen

$e_{\mathrm{a}i}$ bijkomstige excentriciteit van de massa van een bouwlaag *i* ten opzichte van zijn nominale positie, op alle vloeren in dezelfde richting toegepast

E_{d} rekenwaarde van belastingseffecten

E_E effect van de seismische belasting

$E_{Ed;x}$, $E_{Ed;y}$ rekenwaarden van de belastingseffecten ten gevolge van de horizontale componenten (*x* en *y*) van de seismische belasting

$E_{Ed;z}$ rekenwaarde van de belastingseffecten ten gevolge van de verticale component van de seismische belasting

F kracht

F_a rekenwaarde van de coëfficiënt voor korte trillingsperioden

F_b seismische afschuifkracht ter plaatse van de fundering

F_i horizontale seismische kracht op bouwlaag *i*

F_v rekenwaarde van de coëfficiënt voor lange trillingsperioden

g zwaartekrachtversnelling

G glijdingsmodulus

H hoogte van het gebouw vanaf de fundering of vanaf de top van een stijve kelderbouwlaag

h afstand tussen twee opvolgende bouwlagen

I_c grondtype-index (soil behaviour type index)

k_{ag} dimensieloze factor voor de omrekening van $a_{g;ref}$ naar $a_{g;d}$

K_α correctiefactor voor de schuifspanning onder statische belasting

K_σ correctiefactor voor de isotrope spanningstoestand

L_i vloerafmeting van bouwlaag *i* loodrecht op de richting van de seismische belasting

L_{max}, L_{min} grootste en kleinste afmeting gemeten langs loodrechte richtingen van het gebouw in het horizontale vlak

m dimensieloze parameter

m_i massa van bouwlaag *i*

MSF *Magnitude Scaling Factor* (Magnitude Schaal Factor)

OPMERKING 2 *MSF* is een functie van de (moment)magnitude. Indirect wordt hiermee de duur van de aardbeving en dus het aantal wisselingen in rekening gebracht. Bij een aardbeving met momentmagnitude M_w = 7,5 is *MSF* = 1, de grootte neemt toe bij afnemende magnitude. Een hogere waarde voor *MSF* betekent dus een hogere veiligheid tegen verweken.

M_W momentmagnitude (maat voor de energie die vrijkomt bij een aardbeving)

n aantal bouwlagen boven de fundering of boven een stijve kelderbouwlaag

N_{SPT} aantal slagen bij het gestandardiseerd testen van het doordringingsvermogen van de bodem (Standard Penetration Test (SPT-test))

p_a atmosferische druk, p_a = 100 kPa

P_{ref} referentiespanning

Q	veranderlijke belasting
q	gedragsfactor
q_{c}	sondeerweerstand
q_{c1N}	genormaliseerde conusweerstand
q_{d}	gedragsfactor van de verplaatsing
R_{d}	rekenwaarde van de weerstand
r_{d}	reductiefactor voor schuifspanning in de grond, als functie van diepte
R_{e}	relatieve dichtheid van zand [%], gedefinieerd als $R_{\mathrm{e}} = (e_{\mathrm{max}} – e)/(e_{\mathrm{max}} – e_{\mathrm{min}})$ met e gelijk aan het porievolume gedeeld door het korrelvolume
r_{u}	relatieve wateroverspanning door ongedraineerde cyclische belasting (gedeeld door initiële effectieve verticale grondspanning)
$r_{\mathrm{u;d}}$	rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning (verhouding wateroverspanning en effectieve verticale spanning bij begin aardbeving)
$S_{\mathrm{a}}(T)$	responsspectrum (ontwerpspectrum) op de diepte waar de grondlagen een schuifgolfsnelheid van 300 m/s of meer hebben
$S_{\mathrm{d}}(T)$	ontwerpspectrum
$S_{\mathrm{e}}(T)$	elastisch responsspectrum
s_i, s_j	verplaatsingen van de massa's m_i, m_j in de fundamentele trilvorm
S_{MS}	rekenwaarden van de ontwerpwaarden van de spectrale versnellingen voor de korte trillingsperiode
S_{M1}	rekenwaarden van de ontwerpwaarden van de spectrale versnellingen voor de lange trillingsperiode
S_{S}	rekenwaarde van de spectrale versnelling voor de korte trillingsperiode
S_1	rekenwaarde van de spectrale versnelling voor de lange trillingsperiode
$S_{\mathrm{vd}}(T)$	responsspectrum (ontwerpspectrum) voor de verticale component van ductiele bouwconstructies
$S_{\mathrm{ve}}(T)$	verticaal elastisch responsspectrum;
$\sigma_{\varpi o}$	totale verticale spanning voor begin van de aardbeving
T	trillingsperiode van een lineair systeem met één vrijheidsgraad
T_1	fundamentele trillingsperiode van een gebouw
T_{B}	getalwaarde van de ondergrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is
$T_{\mathrm{B;vert}}$	getalwaarde van de ondergrens van de trillingsperioden waarvoor de verticale spectrale versnelling constant is

T_C getalwaarde van de bovengrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is

$T_{C;vert}$ getalwaarde van de bovengrens van de trillingsperioden waarvoor de verticale spectrale versnelling constant is

$T_{LS;ref}$ referentieherhalingstijd van de referentie seismische belasting, afhankelijk van de te beschouwen grenstoestand

T_{ref} referentieperiode als bedoeld in NEN-EN 1990 of NEN 8700

z_i hoogte van massa m_i boven het niveau van het aangrijpingspunt van de seismische belasting

Griekse symbolen

ß betrouwbaarheidsindex

η factor voor dempingscorrectie

θ sensitiviteitscoëfficiënt voor de relatieve verplaatsing tussen bouwlagen

ρ dichtheid van het materiaal

τ_{max} maximale schuifspanning in grond

ξ viskeuze dempingsverhouding (in procent)

$\psi_{2;i}$ combinatiecoëfficiënt voor de quasi-permanente waarde van een veranderlijke belasting *i*

$\psi_{E;i}$ combinatiecoëfficiënt voor een veranderlijke belasting *i*, te gebruiken bij het berekenen van effecten van de seismische ontwerpbelasting

γ volumiek gewicht grond

γ_L veiligheidsfactor

OPMERKING 3 In NEN-EN1998-5 is deze parameter geduid als *FS*.

Γ_M partiële factor voor de weerstand van het element

γ_m partiële factor voor de materiaaleigenschappen

γ_δ meersterktefactor voor schijven

ε_{vol} volumerek

σ'_v effectieve verticale grondspanning

σ'_{vo} effectieve verticale spanning voor begin van de aardbeving

τ schuifspanning in grond

φ hoek van inwendige wrijving van de grond

1.6 SI-eenheden

SI-eenheden worden gebruikt in overeenstemming met ISO 1000.

In berekeningen worden de volgende eenheden aangehouden:

krachten en belastingen:	kN, kN/m, kN/m^2
volumieke massa :	kg/m^3, t/m^3
massa:	kg, t
volumiek gewicht:	kN/m^3
spanningen en sterktes:	N/mm^2 (= MN/m^2 of Mpa), kN/m^2 (= kPa)
momenten (buigend moment, enz .):	kNm
versnelling:	m/s^2

OPMERKING Versnellingen van de bodem als gevolg van aardbevingen worden veelal in *g* weergegeven (1*g* ≈ 9,81 m/s^2). Waar in deze NPR is aangegeven dat een waarde 'in *g*' moet worden ingevuld, is omrekening naar m/s^2 niet aan de orde.

2 Prestatie-eisen en criteria voor beoordeling nieuwbouw, verbouw en afkeuren

2.0 Algemeen

2.0.1 Algemeen

Deze NPR heeft de status van een aanbeveling. In navolging van de interne NEN-regels voor het schrijven van normen zijn de teksten in opmerkingen en informatieve bijlagen geschreven met gebruikmaking van ‘behoort te’. Zij hebben derhalve een informatieve status en worden slechts ‘sterk aanbevolen’. Daar waar in deze NPR ‘behoort te’ in het normatieve deel wordt gebruikt, is hier (in navolging van de gebruikelijke schrijfwijze in de Eurocodes) nadrukkelijk ruimte opengelaten voor de deskundigheid van de eindgebruiker van deze NPR. Vanwege de nauwe aansluiting van dit document op Eurocode 8 (NEN-EN 1998-reeks), is het hele document normatief geschreven, hoewel het een informatieve status heeft. Daar waar ‘moet’, dan wel ‘moeten’ staat, moet dat worden opgevat als ‘behoort te’, of ‘behoren te’.

OPMERKING In deze NPR is, evenals in de nationale bijlagen bij de Eurocodelen, het Engelse ‘shall’ vertaald met ‘moeten’ en ‘should’ met ‘behoren te’.

2.0.2 Gebruikshandleiding

Deze NPR is geschikt voor het beoordelen van nieuwbouw en bestaande bouw. Daar waar in deze NPR wordt gesproken over ‘ontwerp’, is ten aanzien van bestaande bouw mede bedoeld ‘beoordeling dan wel verificatie’.

Onder nieuwbouw wordt ook verstaan het geheel vernieuwen van een bestaande bouwconstructie van een gebouw (= geheel gebouw).

Voor de bepaling van de optredende aardbevingsbelasting heeft NEN-EN 1998-1 als inspiratiebron dienstgedaan, maar zijn in de hoofdstukken 2 tot en met 4 zelfstandig leesbare bepalingen opgenomen.

Voor de beoordeling van te bouwen gebouwen gelden ten aanzien van de weerstand tegen aardbevingsbelastingen de regels van de hoofdstukken 5 tot en met 9 van NEN-EN 1998-1. In de systematiek van de Eurocodes moet elk nationaal normalisatie-instituut (CEN-lid) de nationaal bepaalde parameters in beginsel vastleggen in een nationale bijlage. De hoofdstukken 5 tot en met 9 van deze NPR geven deze parameters. In die hoofdstukken zijn de gemaakte keuzes vastgelegd en zijn de voor de toepassing van deze NPR geldende aanbevolen waarden voor de nationale parameters gegeven. In die hoofdstukken zijn eveneens aanvullende teksten opgenomen. Dit kunnen aanvullende bepalingen zijn, maar ook informatieve teksten (bijvoorbeeld opmerkingen, toelichtingen).

Daar waar in de hoofdstukken 5 tot en met 9 van NEN-EN 1998-1 wordt verwezen naar onderdelen in de hoofdstukken 1 tot en met 4 van NEN-EN 1998-1, is het overeenkomstige onderdeel van hoofdstuk 1 tot en met 4 van deze NPR van toepassing.

Voor zover deze NPR niet voorziet in te hanteren waarden voor de nationaal bepaalde parameters van de NEN-EN 1998-reeks moeten ten minste de aanbevolen waarden uit deze normdelen worden overgenomen.

Voor de beoordeling van bestaande gebouwen, waaronder begrepen het vergroten, vernieuwen of veranderen (verbouw), gelden de regels voor te bouwen gebouwen eveneens, maar dan in combinatie met NEN 8700. Daar waar voor bestaande bouw expliciet andere bepalingen gelden is dit afzonderlijk kenbaar gemaakt.

Bij de beoordeling van twee of meer aangrenzende bouwconstructies van een of meer gebouwen, moeten de effecten van de te verwachten trillingsvormen van de individuele bouwconstructies en de daaruit voortvloeiende krachten die aangrijpen op de aanpalende bouwconstructies worden beoordeeld.

Indien via een verwijzing van deze NPR naar een van de delen van de NEN-EN 1998-reeks een verwijzing plaatsvindt naar NEN-EN 1990 tot en met de NEN-EN 1997-reeks of NEN-EN 1999-reeks, geldt steeds de desbetreffende NEN-EN met de bijbehorende nationale bijlage.

Daar waar in deze NPR bevoegdheden zijn overgelaten aan de toepasser van de NPR, moet dit voor zover het gaat om een publiekrechtelijke toepassing van de NPR ten genoegen van de bevoegde instantie zijn gedaan.

2.1 Fundamentele eisen

De fundamentele eisen hebben een relatie met de mate van beschadiging van de bouwconstructie, onderscheiden naar drie grenstoestanden:

1) de bouwconstructie staat vrijwel op instorten (Near Collapse, NC);

2) significante beschadiging (Significant Damage, SD);

3) beperkte schade (Damage Limitation, DL).

OPMERKING 1 NEN-EN 1998-1 kent de grenstoestand ‘No Collapse’. Deze is te vergelijken met de grenstoestand SD in deze NPR.

Deze grenstoestanden zijn:

Grenstoestand NC: De constructie is zwaar beschadigd met lage reststerkte en -stijfheid in zijdelingse richting, waarbij verticale elementen nog in staat zijn om verticale belastingen af te dragen. Elementen die niet behoren tot de primaire seismische elementen kunnen zijn bezweken. Grote permanente vervormingen zijn aanwezig. Het draagvermogen van de constructie is zodanig dat voortschrijdende instorting net niet plaatsvindt, maar waarschijnlijk zal een volgende aardbeving of andere belasting, ongeacht de zwaarte daarvan, leiden tot instorting.

OPMERKING 2 De aard en behandeling van grenstoestand NC zijn te vergelijken met die van een buitengewone ontwerpsituatie, als bedoeld in NEN-EN 1990. Zo wordt voorafgaand aan het overschrijden van de grenstoestand bij bijvoorbeeld een explosie of aanrijding ook uitgegaan van een veel grotere mate van beschadiging dan voor bijvoorbeeld ontwerpen op wind. Het verregaand uitnutten van de deformatiecapaciteit en de nadrukkelijke acceptatie van lokaal bezwijken van de constructie vormen de essentie van de buitengewone ontwerpsituatie.

OPMERKING 3 De grenstoestand NC komt overeen met schadegraad 5 (Damage Grade 5), zoals beschreven in [34].

Grenstoestand SD: De constructie is significant beschadigd met enige reststerkte en -stijfheid in zijdelingse richting, waarbij verticale elementen nog in staat zijn verticale belastingen af te dragen. Elementen die niet behoren tot de primaire seismische elementen kunnen zijn beschadigd, waarbij niet-dragende scheidingswanden en invulpanelen niet uit hun vlak zijn gekomen. Gematigde permanente vervormingen zijn aanwezig. De sterkte van de constructie is zodanig dat naschokken, mits gematigd in zwaarte, zonder verdere beschadigingen kunnen worden weerstaan. Het is waarschijnlijk vanuit economisch perspectief onrendabel over te gaan tot herstel. Voor deze grenstoestand gelden voor nieuwbouw de criteria van 4.4.2 van NEN-EN 1998-1. Voorts moeten daarbij voor de bepaling van de rekenwaarde van de piekgrondversnelling $a_{g;d}$ de factoren worden gebruikt uit tabel 2.1 van deze NPR, vermeld onder de kolom SD.

OPMERKING 4 Voor verbouw en bestaande bouw kan de grenstoestand SD worden beschouwd. Voor deze grenstoestand behoort voor de bepaling van $a_{g;d}$ de factor k_{ag} te worden afgeleid in lijn met het rapport TNO-2015- R12071 [36]. De criteria zijn nader overeen te komen.

Grenstoestand DL: De constructie is alleen licht beschadigd, waarbij constructieve elementen niet significant zijn vervormd en hun sterkte- en stijfheidseigenschappen hebben behouden. Niet-dragende elementen mogen verspreid voorkomende scheuren vertonen die economisch gezien eenvoudig kunnen worden gerepareerd. Permanente vervormingen zijn verwaarloosbaar. De constructie zelf behoeft geen reparatie. Voor deze grenstoestand gelden de criteria als gegeven in 4.4.3 van NEN-EN 1998-1, met dien verstande dat d_r moet worden gelezen als $d_{r;DL}$ en de factor υ gelijk wordt gesteld aan 1. Voorts moeten daarbij voor de bepaling van $a_{g;d}$ de factoren worden gebruikt uit tabel 2.1 van deze NPR, vermeld onder de kolom DL.

OPMERKING 5 Voor verbouw en bestaande bouw kan de grenstoestand DL worden beschouwd. Voor deze grenstoestand behoort voor de bepaling van $a_{g;d}$ de factor k_{ag} te worden afgeleid in lijn met het rapport TNO-2015-R12071 [36]. De criteria zijn nader overeen te komen.

In deze NPR zijn voor nieuwbouw de grenstoestanden NC, SD en DL beschreven. Voor verbouw en bestaande bouw is alleen de grenstoestand NC in detail uitgewerkt. Voorts zijn voor nieuwbouw, verbouw en bestaande bouw voor secundaire seismische elementen waarvan bezwijken tot slachtoffers kan leiden, evenzo richtlijnen gegeven.

OPMERKING 6 In aanvullende private contracten staat het een opdrachtgever vrij een hogere betrouwbaarheid te verlangen. Daaraan kunnen economische dan wel andere belangen ten grondslag liggen. In dat geval kunnen andere grenstoestanden worden beschouwd.

Het ontwerp van nieuw te bouwen dan wel te verbouwen gebouwen, alsmede de beoordeling van bestaande gebouwen, moet zodanig zijn dat aan de eis met betrekking tot het voorkomen van (voortschrijdende) instorting met een voldoende mate van betrouwbaarheid is voldaan.

Geverifieerd moet worden voor seismische elementen dat:

$$E_d < R_d \tag{2.1}$$

OPMERKING 7 Voor grenstoestanden SD en DL is formule (2.1) ook van toepassing. Dit geldt ook voor andere constructieve elementen. De grootte van E_d en R_d verschilt per grenstoestand.

De te (ver)bouwen bouwconstructie en een bestaande bouwconstructie moeten, afhankelijk van de gevolgklassen (CC) als bedoeld in NEN-EN 1990 dan wel NEN 8700 zo zijn gebouwd dat deze de aardbevingsbelastingen bepaald met de gegevens in tabel 2.1 of tabel 2.2, voor nieuwbouw respectievelijk verbouw en bestaande bouw kunnen weerstaan.

OPMERKING 8 Voor de achtergronden van de tabellen 2.1 en 2.2 zie het rapport TNO-2015-R12071 [36].

OPMERKING 9 Op grond van de definitie van een gebouw in de Woningwet zijn transformatorhuisjes, gasverdeelstations, waterdistributiestations en rioolwaterzuiveringen geen gebouw, hoewel die vier wanden en een dak hebben en daardoor als gebouw worden ervaren. Vanwege het belang voor de infrastructuur voor de gebouwgebonden omgeving wordt aanbevolen, hoewel deze NPR niet bedoeld is te worden toegepast op dergelijke constructies, die formeel ‘bouwwerken, geen gebouw zijnde’ zijn, voor het oprichten van dit type bouwwerken desondanks ten minste situatie A van CC2 uit tabel 2.1 overeenkomstig te hanteren en voor verbouw en voor afkeur daarvan ten minste situatie A van CC2 uit tabel 2.2 overeenkomstig te hanteren. Deze aanbeveling heeft geen betrekking op andere bouwwerken, geen gebouw zijnde, zoals bruggen, torens, industriële installaties, enz.

In deze NPR zijn de ‘importance classes’ (γ_I) als bedoeld in 2.1(3)P van NEN-EN 1998-1 niet gebruikt, maar uitgewerkt via de gevolgklassen volgens NEN-EN 1990, leidend tot een vergelijkbaar effect (zie tabellen 2.1 en 2.2). In de berekeningen moeten de partiële factoren voor de sterkte-eigenschappen met inbegrip van modelonzekerheden (dat wil dus zeggen de γ_M-waarden) worden aangehouden als aangegeven in de materiaalgerelateerde hoofdstukken 5 tot en met 9.

OPMERKING 10 In de desbetreffende delen van de NEN-EN 1998-reeks wordt onderscheid gemaakt in ductiliteitsklassen. Deze zijn: Ductility Class Low (DCL), Ductility Class Medium (DCM) en Ductility Class High (DCH). Ductility Class Low wordt voor nieuwbouw alleen aanbevolen voor gebieden met een lage seismische activiteit. Voor de bestaande Nederlandse gebouwen kan niet zonder meer aan de voorwaarde voor die klassen worden voldaan. Daarom wordt in deze NPR bij het beoordelen van de bestaande gebouwen anders met de criteria van de ductiliteitsklassen omgegaan.

OPMERKING 11 Bij de vergelijking van de betrouwbaarheidsindices in tabellen 2.1 en 2.2 is er rekening mee gehouden dat de betrouwbaarheidseis voor nieuwbouw geldt voor een langere periode. De ogenschijnlijke tegenstelling dat de betrouwbaarheidsindex voor bestaande bouw en verbouw hoger is dan voor nieuwbouw, kan worden verklaard door het verschil in referentieperiode. Naarmate deze referentieperiode korter is, komt 10^{-5} als individueel risico (IR) per jaar overeen met een hogere betrouwbaarheidsindex. Voor de achtergrond van de gegeven waarden wordt verwezen naar het rapport TNO-2015-R12071 [36] en bijlagen B en C van NEN-EN 1990.

De getalwaarden in de beide tabellen zijn gekalibreerd aan een IR van 10^{-5}, ofwel een jaarfaalkans van de constructie van IR/P(d|F), waarbij P(d|F) de kans is op overlijden gegeven bezwijken van de constructie. Er is dus vanuit gegaan dat de individuele menselijke veiligheid bij de grenstoestand NC maatgevend is, en niet de economie. Het gevolg is dat het in de uiteindelijke dimensionering niet veel uitmaakt of voor een korte of een lange periode wordt ontworpen, en of wordt gesproken over nieuw of bestaand: maatgevend zijn de bezwijkkansen per tijdseenheid. Kleine verschillen ontstaan desondanks omdat (in het model) de belasting elk jaar een nieuwe onafhankelijke trekking is uit de belastingspopulatie, terwijl de sterkte, ongeacht de levensduur, maar een enkele keer wordt getrokken. Een ander verschil wordt veroorzaakt door de verschillende veronderstelde onzekerheden (variatiecoëfficiënten) voor nieuw en bestaand. Ten slotte: de rekenresultaten zijn afgerond, en wel zodanig dat een min of meer regelmatig patroon wordt verkregen.

Tabel 2.1 — Minimumwaarden voor de betrouwbaarheidsindex *ß*, herhalingstijd $T_{LS;ref}$ en factoren k_{ag} en γ_M horende bij de rekenwaarde van de piekgrondversnelling op maaiveldniveau ($a_{g;d}$) voor nieuwbouw bij de grenstoestanden NC, SD en DL

Gevolg-klasse	Nadere aanduiding [a]		Betrouwbaarheids-index *ß* [b] [-]	Referentie-periode [c] T_{ref} [jaar]	Herhalingstijd $T_{LS;ref}$ en factoren k_{ag} en γ_M per grenstoestand								
					NC			SD			DL		
					$T_{LS;ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]	$T_{LS;ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]	$T_{LS;ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]
CC3	A	gebouwen met vitale processen als geduid in tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 onder CC3, en alle ziekenhuizen	3,1	50	3 600	1,9	1,3	2 500	1,7	1,0	500	1,0	1,0
	B	andere gebouwen die volgens tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 in CC3 vallen	3,1	50	3 600	1,9	1,3	1 500	1,5	1,0	200	0,7	1,0
CC2	A	gebouwen als geduid in tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 vallend onder CC2 met vitale functies, met uitzondering van ziekenhuizen tot en met 3 bouwlagen [d]	2,7	50	1 800	1,6	1,2	1 500	1,5	1,0	200	0,7	1,0
	B	gebouwen niet vallend onder A of C	2,7	50	1 800	1,6	1,2	1 000	1,3	1,0	100	0,5	1,0
	C	gebouwen of delen daarvan, die binnen twee weken na een aardbeving te herstellen zijn	2,7	50	1 800	1,6	1,2	500	1,0	1,0	50	0,4	1,0
CC1	A	gebouwen niet vallend onder B en C	2,4	50	1 200	1,4	1,1	500	1,0	1,0	50	0,4	1,0
	B	gebouwen of delen daarvan, die binnen twee weken na een aardbeving te herstellen zijn	2,4	50	1 200	1,4	1,1	200	0,7	1,0	30	0,3	1,0
	C	gebouwen niet bestemd voor het verblijf van mensen [e]	[e]	[e]	[e]	[e]	[e]	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]

[a] In beginsel geldt de indeling van de gevolgklassen volgens tabel NB.20 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990, waarbij de voorbeelden daarvan zoals gegeven in tabel NB.21 van die nationale bijlage doch gewijzigd, zoals aangevuld in de tweede kolom, kunnen worden gehanteerd. De betrouwbaarheidsindex *ß* is samengesteld uit een streefwaarde voor het individueel risico, gecombineerd met een kans op overlijden gegeven de kans op voortschrijdende instorting van de bouwconstructie (zie het rapport TNO-2015-R12071 [36]). Wanneer aantoonbaar wordt gemaakt dat deze kans voor dit specifieke gebouw anders is dan aangenomen in dat rapport, dan kan dit leiden tot andere getalwaarden voor dit specifieke gebouw.

[b] De betrouwbaarheidsindex *ß* geeft een betrouwbaarheid van de seismische elementen voor de ontwerplevensduur van 50 jaar, vergelijkbaar met tabel B.2 van NEN-EN 1990.

[c] De basisreferentieperiode is 50 jaar op grond van NEN-EN 1990. In de gevallen waarbij op grond van tabel NB.1 – 2.1 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 de referentieperiode is gesteld op andere waarden, gelden dezelfde herhalingstijden $T_{LS;ref}$ en factoren voor k_{ag} en γ_M als in deze tabel gegeven.

[d] Alle ziekenhuizen worden in deze NPR ingedeeld in de hoogste gevolgklasse (CC3) vanwege hun maatschappelijke belang.

[e] Voor deze categorie gebouwen wordt ontwerp op aardbevingsbelastingen niet noodzakelijk geacht, omdat het verlies van mensenlevens nagenoeg is uitgesloten, en/of zeer kleine of nagenoeg verwaarloosbare economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving aan de orde zijn. Desgewenst kan privaatrechtelijk voor nieuwbouw worden uitgegaan van 3,0 voor *ß,* 15 jaar voor de referentieperiode, 350 jaar voor de herhalingstijd $T_{LS;ref}$ bij grenstoestand NC, 1,4 voor k_{ag} en 1,1 voor γ_M.

[f] Niet van toepassing, er is geen waarde gegeven. Zie ook voetnoot [e].

Tabel 2.2 — Minimumwaarden voor de betrouwbaarheidsindex *ß*, herhalingstijd $T_{LS;ref}$ en factoren k_{ag} en γ_M horende bij de rekenwaarde van de piekgrondversnelling op maaiveldniveau ($a_{g;d}$) voor verbouw en afkeuren bij grenstoestanden NC, SD en DL

Gevolg-klasse	Nadere aanduiding [a]	Betrouw-baarheids-index *ß* [b] [-]	Referentie-periode [c] T_{ref} [jaar]	Herhalingstijd $T_{LS;ref}$ en factoren k_{ag} en γ_M per grenstoestand								
				NC			SD			DL		
				$T_{LS;ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]	$T_{LS;ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]	$T_{LS;ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]
CC3	A gebouwen met vitale processen als geduid in tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 onder CC3, en alle ziekenhuizen	3,3	15	3 000	1,8	1,3	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]
	B andere gebouwen die volgens tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 in CC3 vallen	3,3	15	3 000	1,8	1,3	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]
CC2	A gebouwen als geduid in tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 vallend onder CC2 met vitale functies, met uitzondering van ziekenhuizen tot en met 3 bouwlagen [d]	3,1	15	1 500	1,5	1,2	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]
	B gebouwen niet vallend onder A of C	3,1	15	1 500	1,5	1,2	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]
	C gebouwen of delen daarvan, die binnen twee weken na een aardbeving te herstellen zijn	3,1	15	1 500	1,5	1,2	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]
CC1B	A gebouwen niet vallend onder B en C	2,8	15	800	1,2	1,1	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]
	B gebouwen of delen daarvan, die binnen twee weken na een aardbeving te herstellen zijn	2,8	15	800	1,2	1,1	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]
CC1A	A gebouwen niet bestemd voor het verblijf van mensen [e]	[e]	[e]	[e]	[e]	[e]	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]

[a] In beginsel geldt de indeling van de gevolgklassen volgens tabel NB.20 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990, die identiek is aan die in NEN 8700:2011, waarbij de voorbeelden daarvan zoals gegeven in tabel NB.21 van die nationale bijlage doch gewijzigd, zoals aangevuld in de tweede kolom, kunnen worden gehanteerd. De betrouwbaarheidsindex *ß* is samengesteld uit een streefwaarde voor het individueel risico, gecombineerd met een kans op overlijden gegeven de kans op voortschrijdende instorting van de bouwconstructie (zie het rapport TNO-2015-R12071 [36]). Wanneer aantoonbaar wordt gemaakt dat deze kans voor dit specifieke gebouw anders is dan aangenomen in dat rapport, dan kan dit leiden tot andere getalwaarden voor dit specifieke gebouw.

[b] De betrouwbaarheidsindex *ß* geeft een betrouwbaarheid van de seismische elementen voor de restlevensduur van 15 jaar, vergelijkbaar met tabel B.2 van NEN 8700.

[c] De basisreferentieperiode is 15 jaar op grond van NEN 8700, in de gevallen waarbij op grond van tabel NB.1 – 2.1 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990, of overeenkomstige tabel in NEN 8700:2011, de referentieperiode is gesteld op andere waarden, gelden dezelfde herhalingstijden $T_{LS;ref}$ en factoren voor k_{ag} en γ_M als in deze tabel gegeven.

[d] Alle ziekenhuizen worden in deze NPR ingedeeld in de hoogste gevolgklasse (CC3) vanwege hun maatschappelijke belang.

[e] Voor deze categorie gebouwen wordt ontwerp op aardbevingsbelastingen niet noodzakelijk geacht, omdat het verlies van mensenlevens nagenoeg is uitgesloten, en/of zeer kleine of nagenoeg verwaarloosbare economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving aan de orde zijn. Desgewenst kan privaatrechtelijk voor verbouw en/of afkeur worden uitgegaan van 2,8 voor *ß*, 1 jaar voor de referentieperiode, 200 jaar voor de herhalingstijd $T_{LS;ref}$ bij grenstoestand NC, 1,2 voor k_{ag} en 1,1 voor γ_M.

[f] Niet van toepassing, er is geen waarde gegeven. Privaatrechtelijk kunnen hier tussen opdrachtgever en opdrachtnemer dan wel door de eigenaar nadere criteria worden vastgesteld.

3 Bodemcondities en seismische belastingen

3.1 Bodemcondities

3.1.1 Algemeen

Hoofdstuk 4 van NEN-EN 1998-5 is van toepassing voor de bepaling van de bodemcondities, rekening houdend met de navolgende bepalingen uit 3.1 van deze NPR.

Naast de overdracht van bodembewegingen naar gebouwen moet, afhankelijk van de bodemgesteldheid en in overeenstemming met hoofdstuk 4 van NEN-EN 1998-5, voorzover dit kan leiden tot (voortschrijdende) instorting van een gebouw, ook aandacht worden gegeven aan:

a) bezwijken van de ondergrond;

b) verzakkingen door verweking of grondverdichting;

c) instabiliteit van taluds.

3.1.2 Vaststelling bodemeigenschappen

Een goed inzicht in de ondergrond moet zijn verkregen. Voor nieuwbouw moeten ten minste de volgende onderzoeksgegevens beschikbaar zijn:

a) CPT: elektrische conussondering (Cone Penetration Test), met inbegrip van meting van de plaatselijke wrijving en waterspanning (volgens NEN 9997-1);

b) boringen en laboratoriumonderzoek (volgens 3.1 van NEN 9997-1).

Bij gebouwen in CC3, of voorafgaand aan het toepassen van een geavanceerde berekeningsaanpak, moeten seismische sonderingen zijn uitgevoerd, met een minimum van één SCPT of VSPT (Seismic Cone Penetration Test, Vertical Seismic Penetration Test) per gebouw.

OPMERKING 1 Het doel van de boringen en laboratoriumonderzoek is enerzijds de grondclassificatie uit de sondering beter vast te stellen en anderzijds de sterkte, stijfheid en samendrukkingsparameters en de verwekingsgevoeligheid van de ondergrond beter te kunnen bepalen.

Voor het beoordelen en/of afkeuren van bestaande bouw mag gebruik worden gemaakt van bestaande gegevens volgens NEN 8700.

Het grondonderzoek moet worden uitgevoerd volgens hoofdstuk 3 van NEN 9997-1. Uit het grondonderzoek moet de grondopbouw voor de berekeningen worden bepaald. De benodigde parameters zijn afhankelijk van het type berekening en de daarin gebruikte grondmodellen.

Voor gebruik van de grondparameters en toepassing van factoren op deze grondparameters kent de NEN-EN 1998-serie ‘National Determined Parameters’ (NDPs – nationaal vast te stellen parameters). Voor de grondparameters moeten de waarden uit NEN 9997-1 worden gehanteerd.

Overal waar de Standard Penetration Test (SPT) in NEN-EN 1998-5 wordt genoemd, mag met gelijkwaardige (omgerekende) sonderingswaarden (Cone Penetration Tests, CPT) worden gerekend.

Rekening moet worden gehouden met de meest ongunstige conditie gegeven de belastingscombinaties indien wordt gesproken over sterkteparameters van de grond. De ongedraineerde schuifsterkte tijdens de aardbeving mag voor normaal geconsolideerde klei gelijk worden gesteld aan die welke behoort bij de statische condities.

OPMERKING 2 Dit gelijkstellen van de ongedraineerde schuifsterkte is in het algemeen een conservatieve benadering.

De schuifgolfsnelheid (shear wave velocity) v_s behoort te worden bepaald volgens 3.1.2(3) van NEN-EN 1998-1. De schuifgolfsnelheid behoort in beginsel te worden gemeten in het veld, met bijvoorbeeld SCPT's.

Indien er geen of geen betrouwbare meting van de schuifgolfsnelheid (v_s) beschikbaar is, mag de waarde van de glijdingsmodulus G voor een eerste oriënterende berekening op grond van de conusweerstand worden geschat. Hiervoor kunnen bestaande correlaties uit de literatuur worden gebruikt. Voorbeelden van dit soort correlaties zijn:

— zand:

$$G_{max} = 1634 \times q_c^{0,25} \times \sigma'_v{}^{0,375} \quad (3.1)$$

— klei/veen:

$$G_{max} = \rho \times 3,06 \times q_c^{0,1254} \quad (3.2)$$

waarin:

q_c is de sondeerweerstand, in kPa;

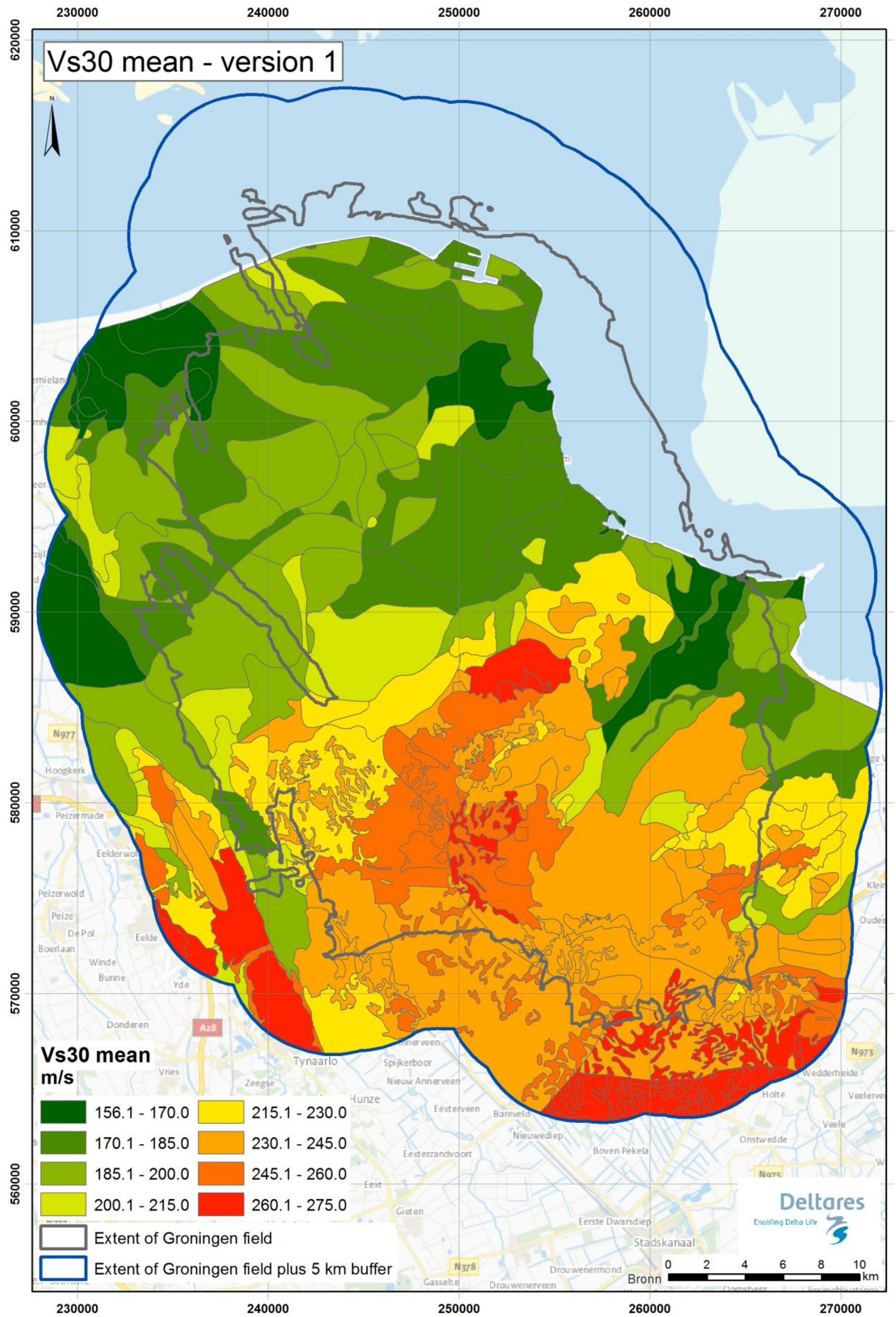
σ'_v is de effectieve verticale spanning, in kPa;

ρ is de volumieke massa, in t/m^3.

OPMERKING 3 De uitdrukking voor zand is ontleend aan Rix en Stokoe 1991 en die voor klei/veen aan Maye en Rix 1995.

Deze benadering mag alleen worden gebruikt voor de eerste berekening. Indien blijkt dat het resultaat van de berekening gevoelig is voor kleine afwijkingen van deze waarde, dan moet de schuifgolfsnelheid alsnog ter plaatse worden gemeten.

OPMERKING 4 De gemiddelde schuifgolfsnelheid $v_{s;30}$ kan indicatief worden afgelezen uit figuur 3.0.



OPMERKING De figuur is gebaseerd op de methoden beschreven in Kruiver et al (2015) [37].

Figuur 3.0 — Gemiddelde $v_{s;30}$ voor de geologische zonering

3.2 Seismische belastingen

3.2.1 Basisgrondversnellingen

Figuur 3.1 geeft de locatieafhankelijke referentie PGA-waarden $a_{g;ref}$ (Peak Ground Acceleration – piekgrondversnelling) voor een referentieherhalingstijd van 475 jaar. Indien de referentiepiekgrondversnelling $a_{g;ref}$ volgens figuur 3.1 kleiner is dan 0,04 *g* dan behoeft geen beoordeling op aardbevingsbelastingen plaats te vinden.

OPMERKING Binnen het toepassingsgebied van deze NPR heeft figuur 3.1 alleen betekenis in combinatie met een spectrum.

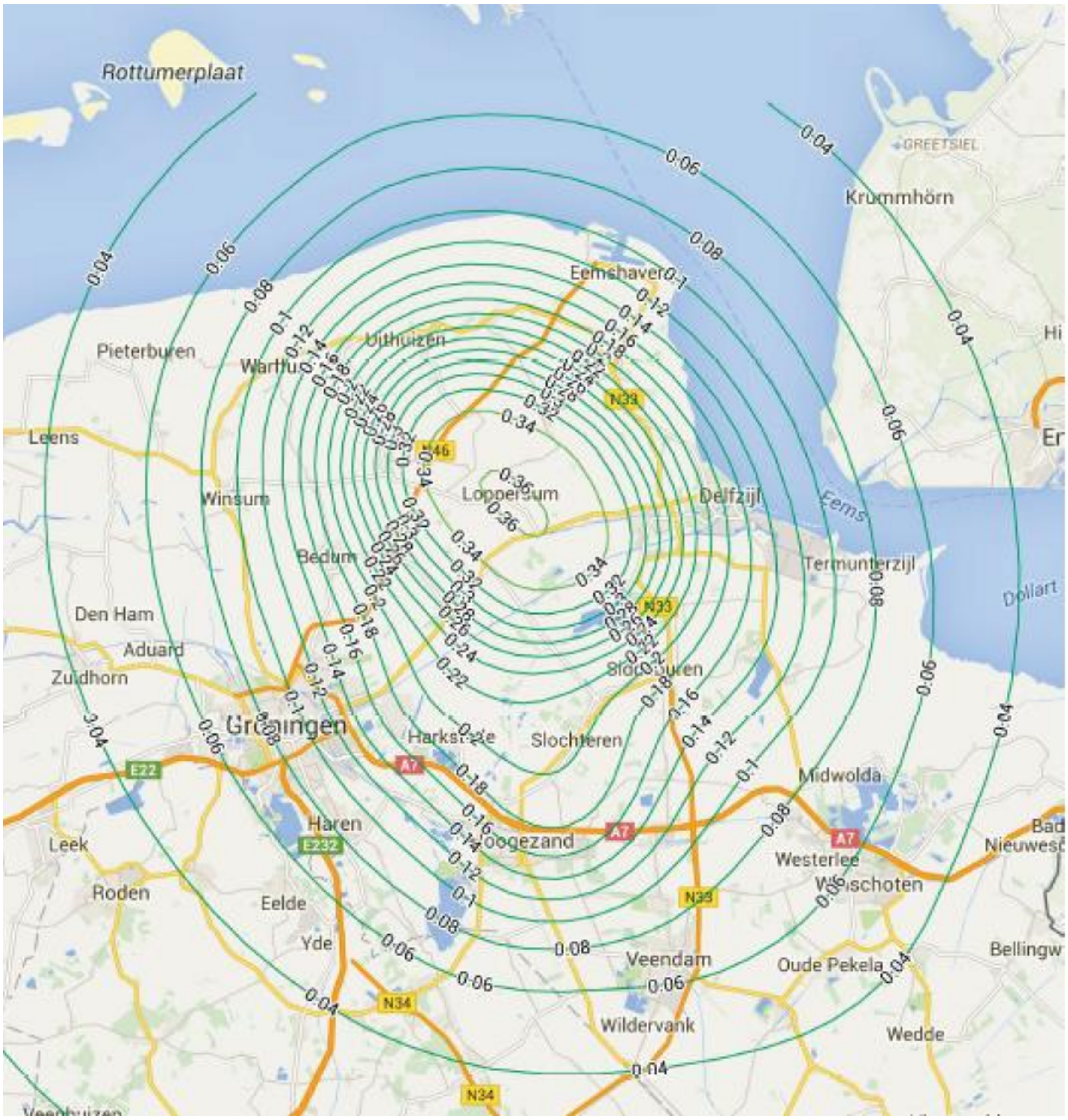
De ontwerpwaarde van de piekgrondversnelling op maaiveldniveau volgt uit:

$$a_{g;d} = S_e(0) \qquad (3.3)$$

waarin:

$a_{g;d}$ is de rekenwaarde van de piekgrondversnelling, in *g*;

$S_e(0)$ is de waarde van het relevante elastische responsspectrum $S_e(T)$ volgens 3.2.2, bij $T = 0$ s.



OPMERKING De figuur behoort te worden beschouwd als de piekgrondversnelling $a_{g;ref}$ zonder niet-lineaire site-effecten.

Nader onderzoek naar de hoogte van de piekgrondversnellingen vindt voortdurend plaats. Verwacht wordt dat deze kaart in latere versies van deze NPR zal worden herzien op basis van de dan actuele stand der techniek. De lijn onder de waarde is de bijbehorende ISO-lijn.

Figuur 3.1 — Contourplot van de referentiepiekgrondversnellingen $a_{g;ref}$ in *g* bij een herhalingstijd van 475 jaar
(bron: KNMI, *Probabilistic Seismic Hazard Analysis for Induced Earthquakes in Groningen; Update 2015,* October 2015 [9])

3.2.2 Representatie van de seismische belasting

3.2.2.1 Algemeen

De lokatiespecifieke bodemopbouw en de schuifgolfsnelheid moeten worden bepaald om tot de seismische belasting te komen. De frequentieopbouw van de door aardbevingen veroorzaakte versnellingen aan het maaiveld en de respons van een gebouwconstructie daarop worden gerepresenteerd door het ‘elastische responsspectrum’. Figuur 3.2 geeft de procedure om de meest geschikte methode te bepalen om het elastische responsspectrum af te leiden.

Er zijn twee methoden mogelijk om het elastische responsspectrum te bepalen. Deze methoden zijn de algemene methode en de locatiespecifieke methode. In het geval een grotere nauwkeurigheid is vereist, kan de locatiespecifieke methode worden toegepast of behoort gebruik te worden gemaakt van niet-lineaire tijdsdomeinberekeningen (zie 3.2.3).

Er zijn voor het toepassingsgebied twee typen bodemcondities vastgesteld. Deze typen zijn de ‘normale bodemcondities’ en de ‘speciale bodemcondities’. De normale bodemcondities kenmerken zich door grondlagen met een schuifgolfsnelheid (shear wave velocity; $v_{s;30}$) tussen 150 m/s en 275 m/s, waarin geen veenlagen of organisch materiaal voorkomen met een totale dikte van meer dan 1 m in de bovenste 10 m van de bodem. De speciale bodemcondities kenmerken zich door grondlagen met een schuifgolfsnelheid (shear wave velocity; $v_{s;30}$) tussen 150 m/s en 275 m/s, waarin wel veenlagen of organisch materiaal voorkomen met een totale dikte van meer dan 1 m in de bovenste 10 m van de bodem. De meeste bodemcondities in de regio zijn geclassificeerd als normale bodemcondities.

Het spectrum als gegeven in 3.2.3.1 mag als elastisch spectrum S_e worden beschouwd, indien is voldaan aan de volgende voorwaarden:

— de bodemconditie voldoet aan de voorwaarden voor normale bodemcondities (er komen geen veenlagen of organisch materiaal voor met een totale dikte van meer dan 1 m in de bovenste 10 m van de bodem);

— de schuifgolfsnelheid $v_{s;30}$ is groter dan 250 m/s;

— er zijn geen individuele lagen met een schuifgolfsnelheid v_s kleiner dan 200 m/s;

— de referentiepiekgrondversnelling $a_{g;ref}$ is kleiner dan 0,2 g.

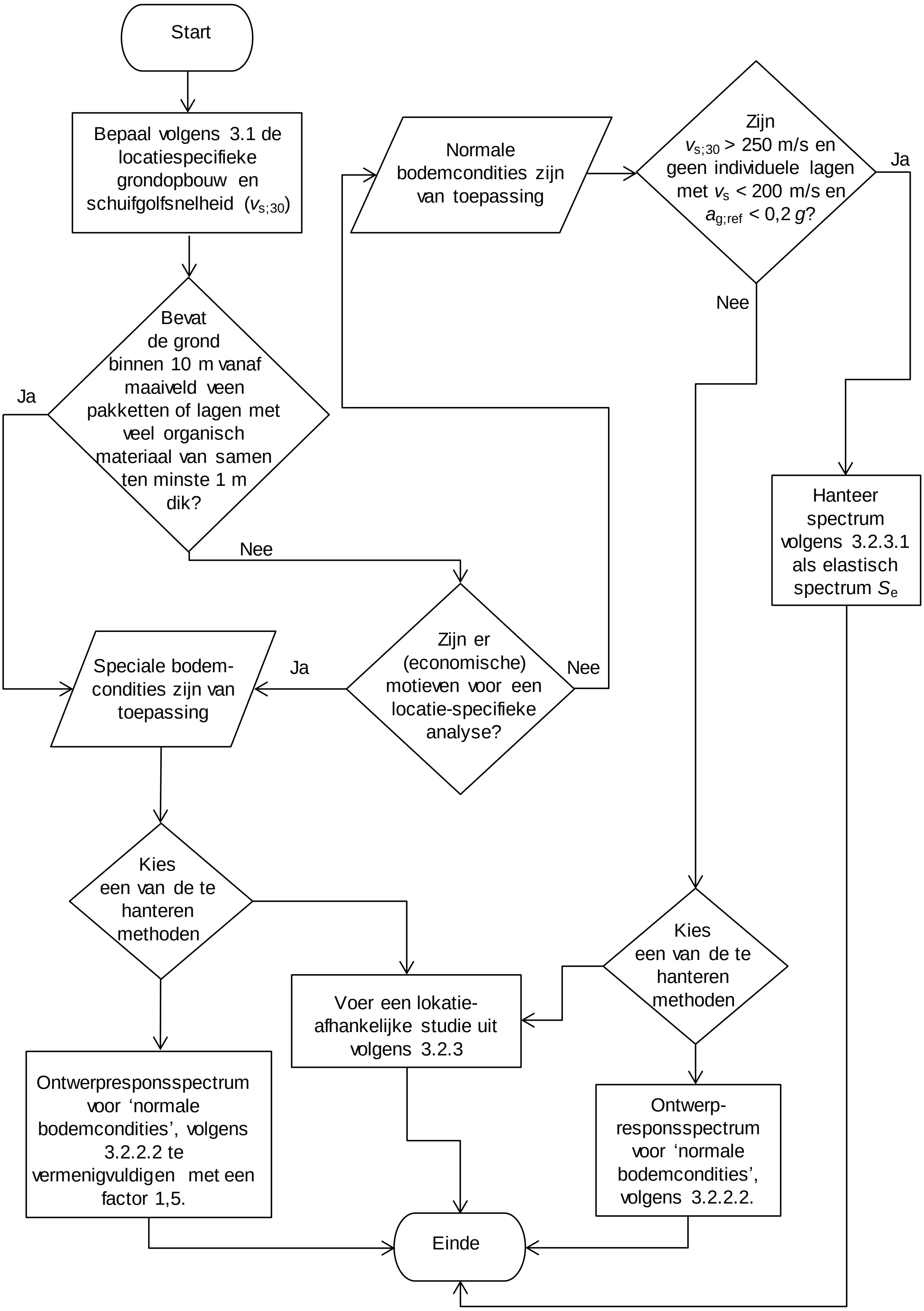
OPMERKING 1 Het kan lonend zijn om, indien is voldaan aan de voorwaarden voor normale bodemcondities,, in bijzondere gevallen toch de locatiespecifieke bodemcondities vast te stellen en daarmee de berekeningen uit te voeren.

Voor locaties met normale bodemcondities wordt geadviseerd de algemene methode te gebruiken om het elastische responsspectrum te bepalen (zie 3.2.2.2). Tevens mag voor deze locaties de locatiespecifieke methode worden toegepast.

Voor locaties met speciale bodemcondities moet een keuze worden gemaakt tussen de locatiespecifieke methode om het elastische responsspectrum te bepalen (zie 3.2.2.5), en de algemene methode, waarbij in het laatste geval het spectrum met een factor 1,5 moet worden vermenigvuldigd.

Voor de niet-lineaire dynamische berekeningen is de seismische belasting gedefinieerd in 3.2.3 door middel van representatieve versnellingstijdreeksen.

OPMERKING 2 Voor bouwconstructies waarvan de gevolgen van bezwijken groot zijn (gevolgklasse CC3), behoren topografische effecten te worden meegenomen (zie bijlage A van NEN-EN 1998-5).



Figuur 3.2 — Procedure voor de bepaling van een geschikt elastisch responsspectrum

3.2.2.2 Algemene methode

3.2.2.2.1 Horizontaal elastisch responsspectrum

Indien de bodemcondities als normaal mogen zijn beschouwd, moet het elastische responsspectrum worden bepaald met gebruikmaking van onderstaande stappen en bijhorende uitdrukkingen, waarbij de invoerparameters en de resulaten van de uitdrukkingen (3.4) tot en met (3.15) als getalwaarden moeten worden gelezen:

a) bepaal de referentiewaarde van de piekgrondversnelling, $a_{g;ref}$ (zie figuur 3.1);

b) bepaal de rekenwaarde van de spectrale versnellingen voor korte trillingsperioden (S_S) en lange trillingsperioden (S_1), waarbij:

$$S_S = 2{,}2 \times a_{g;ref} \times k_{ag} \quad (3.4)$$

$$S_1 = 0{,}654 \times a_{g;ref} \times k_{ag} \quad (3.5)$$

c) bepaal de rekenwaarde van de coëfficiënten voor korte trillingsperioden (F_a) en voor lange trillingsperioden (F_v), waarbij:

$$F_a = -0{,}50 \times \ln(a_{g;ref} \times k_{ag}) + 0{,}65 \quad (3.6)$$

$$F_v = -0{,}87 \times a_{g;ref} \times k_{ag} + 2{,}44 \quad (3.7)$$

d) bepaal de rekenwaarde van de ontwerpwaarden van de spectrale versnellingen voor de korte trillingsperiode S_{MS} en voor de lange trillingsperiode S_{M1}, waarbij:

$$S_{MS} = F_a \times S_S \quad (3.8)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (3.9)$$

e) bepaal de punten T_B en T_C van het elastische responsspectrum, zie figuur 3.3, waarbij de waarde van T_B wordt gegeven door:

$$T_B = 0{,}2 \times T_C \quad (3.10)$$

en de getalwaarde van T_C wordt gegeven door:

$$T_C = \sqrt{\frac{S_{M1}}{S_{MS}}} \quad (3.11)$$

waarbij T_C wordt uitgedrukt in [s].

Het elastische responsspectrum is gedefinieerd door de uitdrukkingen (3.12) tot en met (3.14).

$$T = 0 \qquad S_e(T) = \frac{S_{MS}}{3} \quad (3.12)$$

$$0 < T \leq T_B \qquad S_e(T) = \frac{S_{MS}}{3} \times \left(1 + \frac{T}{T_B} \times [\eta \times 3 - 1]\right) \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \qquad S_e(T) = S_{MS} \times \eta \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \qquad S_e(T) = \frac{S_{M1}}{T^2} \times \eta \quad (3.15)$$

waarin:

$a_{g;ref}$ is de referentiewaarde van de piekgrondversnelling, in g;

OPMERKING 1 De waarde van $a_{g;ref}$ kan worden gevonden in figuur 3.1.

k_{ag} is de dimensieloze factor afhankelijk van de gevolgklasse (Consequence Class, CC) volgens tabel 2.1 of tabel 2.2.

OPMERKING 2 Bij toepassing van deze NPR hoeft geen gebruik te worden gemaakt van de belangrijkheidsfactor γ_I zoals beschreven in 4.2.5 van NEN-EN 1998-1. Wel behoort rekening te worden gehouden met differentiatie op basis van de gevolgklassen zoals aangegeven in deze NPR.

S_S is de rekenwaarde van de spectrale versnelling voor de korte trillingsperiode, in g;

S_1 is de rekenwaarde van de spectrale versnelling voor de lange trillingsperiode, in g;

F_a is de rekenwaarde van de coëfficiënt voor korte trillingsperioden;

F_v is de rekenwaarde van de coëfficiënt voor lange trillingsperioden;

S_{MS} is de rekenwaarde van de spectrale versnelling voor de korte trillingsperiode, in g;

S_{M1} is de rekenwaarde van de spectrale versnelling voor de lange trillingsperiode, in g;

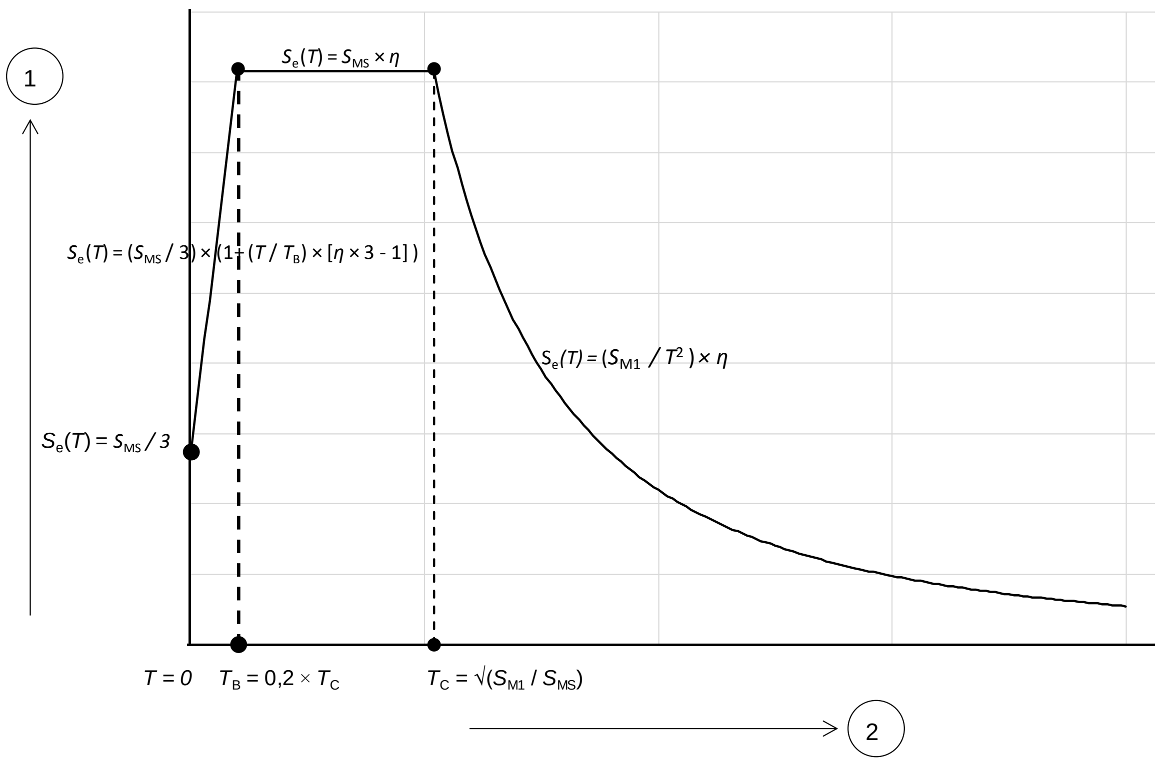
T_B is de getalwaarde van de ondergrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is, in s;

T_C is de getalwaarde van de bovengrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is, in s;

T is de trillingsperiode van een lineair systeem met één vrijheidsgraad, in s;

$S_e(T)$ is het elastische responsspectrum, in g;

η is de dimensieloze dempingscorrectiefactor met een referentiewaarde van $\eta = 1$ voor 5 % viskeuze demping.



Legenda

1 waarde van de spectrale versnelling S_e, in *g*
2 tijd *T*, in s

Figuur 3.3 — Elastisch responsspectrum

De waarde van de dempingscorrectiefactor heeft een referentiewaarde van $\eta = 1$ voor 5 % viskeuze demping en kan voor andere dempingwaarden worden aangepast volgens de volgende uitdrukking:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0{,}55 \qquad (3.16)$$

waarin:

ξ is de viskeuze dempingsverhouding van de constructie, in procenten.

Indien voor bijzondere gevallen een dempingspercentage anders dan 5 % moet worden gebruikt, is deze waarde gegeven in de relevante delen van NEN-EN 1998.

3.2.2.2.2 Verticaal elastisch responsspectrum

Voor situaties met grote uitkragingen en grote overspanningen en vloer-wandverbindingen waar de krachten door wrijving en oplegdruk worden overgedragen, moet een verticaal elastisch responsspectrum in rekening worden gebracht.

De verticale component van de seismische belastingen, zie figuur 3.4, wordt gerepresenteerd door een elastisch responsspectrum, afgeleid volgens de uitdrukkingen (3.17) tot en met (3.19.

$$0 \leq T \leq T_{B;vert} \qquad S_{ve}(T) = a_{g;d;vert}\left[1 + \frac{T}{T_{B;vert}}(\eta \times 2{,}75 - 1)\right] \qquad (3.17)$$

$T_{B;vert} \leq T \leq T_{C;vert}$ $\quad S_{ve}(T) = a_{g;d;vert} \times \eta \times 2{,}75$ (3.18)

$T_{C;vert} \leq T$ $\quad S_{ve}(T) = a_{g;d;vert} \times \eta \times 2{,}75 \times \left(\frac{T_{C;vert}}{T}\right)^{1{,}2}$ (3.19)

waarin:

$S_{ve}(T)$ is het verticale elastische responsspectrum, in g;

$a_{g;d;vert}$ is de rekenwaarde van de piekgrondversnelling in de verticale richting, in g

waarbij:

$a_{g;d;vert} = a_{g;ref} \times k_{ag}$ (3.20)

waarin:

$a_{g;ref}$ is de referentiewaarde van de piekgrondversnelling, in g;

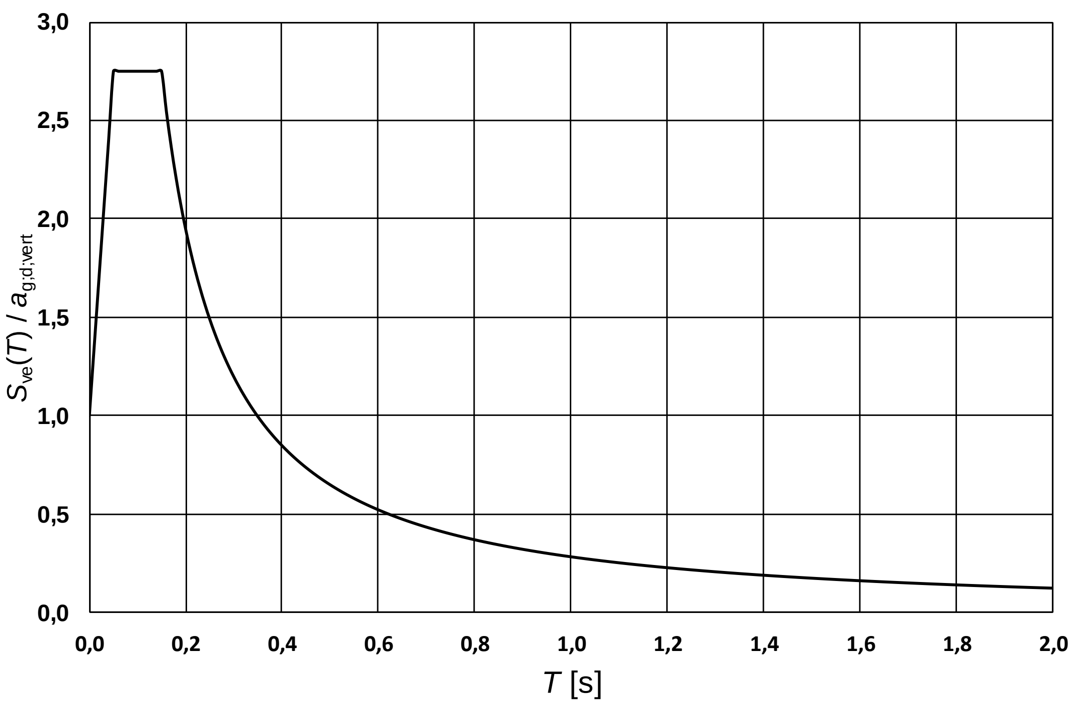
k_{ag} is de dimensieloze factor afhankelijk van de gevolgklasse (Consequence Class, CC) volgens tabel 2.1 of tabel 2.2.

η is de dimensieloze dempingscorrectiefactor met een referentiewaarde van $\eta = 1$ voor 5 % viskeuze demping, volgens 3.2.2.2;

T is de trillingsperiode van een lineair systeem met één vrijheidsgraad, in s;

$T_{B;vert}$ zie voor de verklaring 3.2.2.2.2, met de waarde als gegeven in tabel 3.1;

$T_{C;vert}$ zie voor de verklaring 3.2.2.2.2, met de waarde als gegeven in tabel 3.1.



Figuur 3.4 — Dimensieloos verticaal elastisch responsspectrum

Tabel 3.1 — Parameters van het verticale elastische responsspectrum

$T_{B;vert}$ [s]	$T_{C;vert}$ [s]
0,05	0,15

OPMERKING De versnellingen in verticale richting varieren over de diepte niet of nauwelijks. De beschreven versnellingen zijn daarom van toepassing voor zowel het maaiveld als op een diepte van 30 m, of daar waar de schuifgolfsnelheid groter is dan 300 m/s.

3.2.2.2.3 Ontwerpspectrum voor analyse van ductiele bouwconstructies

Door de capaciteit van ductiele (dissipatieve) constructieve systemen om seismische belastingen op te nemen in het niet-lineaire gebied, is het in het algemeen toelaatbaar om bij het ontwerp of de verificatie via een equivalente elastisch berekening een lagere belasting aan te houden dan de belasting overeenkomend met een volledig lineair-elastisch respons.

In NEN-EN 1998-1 wordt dit praktisch vormgegeven via een elastisch berekening gebaseerd op een responsspectrum dat gereduceerd is ten opzichte van het elastische spectrum. Dit gereduceerde spectrum wordt in deze NPR een ‘ontwerpspectrum’ genoemd. De reductie wordt verwezenlijkt door de gedragsfactor q in te voeren.

De waarden van de gedragsfactor q, waarin een eventuele afwijking van de viskeuze demping van 5 % is verdisconteerd, zijn voor verschillende materialen en constructieve systemen gegeven in de hoofdstukken 5 tot en met 9 van deze NPR. De waarde van q mag ook met een push-over-analyse worden bepaald.

Hoewel de ductiliteitsclassificatie in alle richtingen dezelfde moet zijn, kan de waarde van de gedragsfactor q verschillend zijn voor de twee horizontale hoofdrichtingen van de bouwconstructie.

Voor de horizontale componenten van de aan te houden seismische belasting wordt het ontwerpspectrum $S_d(T)$ gedefinieerd door de uitdrukkingen (3.21) tot en met (3.23), waarbij de invoerparameters en de resulaten van de uitdrukkingen (3.21) tot en met (3.23) als getalwaarden moeten worden gelezen.

$$0 < T \leq T_B \qquad S_d(T) = \frac{S_{MS}}{3} \times \left(1 + \frac{T}{T_B} \times \left[\frac{3}{q} - 1\right]\right) \tag{3.21}$$

$$T_B \leq T \leq T_C \qquad S_d(T) = \frac{S_{MS}}{q} \tag{3.22}$$

$$T_C \leq T \qquad S_d(T) = \frac{\left(\frac{S_{M1}}{T^2}\right)}{q} \tag{3.23}$$

waarin:

$S_d(T)$ is het responsspectrum (ontwerpspectrum), in g;

q is de dimensieloze gedragsfactor;

η is de dimensieloze dempingscorrectiefactor met een referentiewaarde van $\eta = 1$ voor 5 % viskeuze demping, volgens 3.2.2.2.1;

T is de trillingsperiode van een lineair systeem met één vrijheidsgraad, in s;

T_B zie voor de verklaring 3.2.2.2.1;

T_C zie voor de verklaring 3.2.2.2.1.

De gedragsfactor q mag zijn bepaald met behulp van een push-over-analyse of rechtstreeks met de bepalingen in de hoofdstukken 5 tot en met 9 van deze NPR. In beide gevallen mag voor de grenstoestand NC de waarde zijn vermenigvuldigd met 1,33.

OPMERKING 1 Deze waarde volgt uit de opmerking bij 2.2.2(3) van NEN-EN 1998-3.

In geval van $v_{s;30}$ > 250 m/s en het ontbreken van individuele lagen met v_s < 200 m/s en $a_{g;ref}$ < 0,2 g geven de uitdrukkingen (3.24) tot en met (3.26) het ontwerpspectrum.

$$0 \leq T \leq T_B \qquad S_a(T) = a_{g;ref} \times k_{ag} \times \left[1 + \frac{T}{T_B}\right] \times \left(\frac{2,2}{q} - 1\right) \tag{3.24}$$

$$T_B \leq T \leq T_C \qquad S_a(T) = a_{g;ref} \times k_{ag} \times \frac{2,2}{q} \tag{3.25}$$

$$T_C \leq T \qquad S_a(T) = a_{g;ref} \times k_{ag} \times \frac{2,2}{q} \times \left(\frac{T_c}{T}\right)^{1,75} \qquad (3.26$$

waarin:

$S_a(T)$ is het ontwerpspectrum, in g;

$a_{g;ref}$ is de referentiewaarde van de piekgrondversnelling, in g;

k_{ag} is de dimensieloze factor afhankelijk van de gevolgklasse (Consequence Class, CC) volgens tabel 2.1 of tabel 2.2;

q, T, T_B, T_C zie voor de verklaringen 3.2.2.2.1.

Voor de verticale componenten van de aan te houden seismische belasting wordt het ontwerpspectrum $S_{vd}(T)$ gedefinieerd door de uitdrukkingen (3.27) tot en met (3.29).

$$0 \leq T \leq T_{B;vertt} \qquad S_{vd}(T) = a_{g;d;vert} \times \left[1 + \frac{T}{T_{B;vert}} \times \left(\frac{2,75}{q} - 1\right)\right] \tag{3.27}$$

$$T_{B;vert} \leq T \leq T_{C;vert} \qquad S_{vd}(T) = a_{g;d;vert} \times \frac{2,75}{q} \tag{3.28}$$

$$T_{C;vert} \leq T \qquad S_{vd}(T) = a_{g;d;vert} \times \frac{2,75}{q} \times \left(\frac{T_{C;vert}}{T}\right)^{1,2} \tag{3.29}$$

waarin:

$S_{vd}(T)$ is het responsspectrum (ontwerpspectrum) voor de verticale component, in g;

$a_{g;d;vert}$ is de rekenwaarde van de piekgrondversnelling in de verticale richting, in g

q is de dimensieloze gedragsfactor;

T zie voor de verklaring 3.2.2.2.1;

$T_{B;vert}$ zie voor de verklaringen 3.2.2.2.2, met de waarde gegeven in tabel 3.1;

$T_{C;vert}$ zie voor de verklaringen 3.2.2.2.2, met de waarde gegeven in tabel 3.1;

Wanneer volgens 3.2.2.2.2.3 een verticale component van de seismische belasting benodigd is, behoort voor alle materialen en constructieve systemen in het algemeen een gedragsfactor q tot maximaal 1,5 te worden aangenomen; deze mag niet aanvullend met 1,33 worden vermenigvuldigd.

OPMERKING 2 Indien in de verticale richting hogere waarden voor q worden gehanteerd dan hierboven beschreven, behoort de geschiktheid hiervan te zijn onderbouwd.

Voor het ontwerp van constructies met seismische isolatie bij de fundering of energie-dissipatieve systemen, moet volgens 10.6 van NEN-EN 1998-1 het horizontale elastische responsspectrum volgens 3.2.2.2.1 worden toegepast.

3.2.2.3 Locatiespecifieke methode

3.2.2.3.1 Algemeen

Indien volgens 3.2.2.1 de locatiespecifieke methode wordt toegepast, dan geldt elk van de bepalingen van 3.2.2.3.2 tot en met 3.2.2.3.4.

3.2.2.3.2 Modelleren van grondcondities

Een locatieafhankelijke grondrespons behoort te worden ontwikkeld gebaseerd op de kleine-rek-glijdingsmodulusrelatie (glijdingsmodulus is G_0), die de afname van de stijfheid (G/G_0) bij toename van de schuifrek aangeeft, de sterkte van de grond (ongedraineerde schuifsterkte (c_u) of hoek van inwendige wrijving) en soortelijke massa's.

OPMERKING Bepaling van deze parameters op basis van in-situproeven wordt aanbevolen, echter bij afwezigheid van zulke meetwaarden kunnen correlaties met andere gemeten parameters worden gehanteerd, zolang deze aantoonbaar gevalideerde waarden opleveren voor de grondtypen ter plaatse.

Indien de snelheid waarmee de belasting wordt aangebracht een significant effect heeft op de resultaten, moet dit in beschouwing worden genomen.

Adequate, gepubliceerde G/G_0-krommen mogen worden gebruikt om de vorm van de spannings-rekcurve te bepalen, waarbij bij grote rekken de curve asymptotisch behoort te worden beperkt door de waarde van de afschuifsterkte van de grond. Hierbij behoort rekening te worden gehouden met een hogere sterkte bij snel optredende belastingen vergeleken met de sterkte bij statische belastingen.

Schuifgolfsnelheden bij lage rekniveau's behoren te worden bepaald uit gegevens afkomstig van ter plaatse uitgevoerde veldproeven of te volgen uit metingen van vergelijkbare gronden in de nabijheid.

De onzekerheden in grondeigenschappen behoren te worden geschat en behoren te worden begrensd (bovengrens, verwachtingswaarde en ondergrens van de grondparameters) door een variatiecoëfficiënt van 50 % rondom G_0. Waar zeer diepe grondprofielen het maken van een grondmodel tot de gesteentelaag ('bedrock') onpraktisch maken, mag het model worden afgekapt daar waar de schuifgolfsnelheid ten minste 300 m/s is.

Indien tijdens een aardbeving wateroverspanning kan optreden, mag dit worden gerepresenteerd door een geschikte en geverifieerde analytische procedure. Als alternatief kan een locatiespecifieke responsanalyse worden uitgevoerd waarbij voor de relevante grondlagen een constante boven- en ondergrens wordt aangehouden voor de sterkte.

3.2.2.3.3 Methode voor locatiespecifieke responsanalyse

Het effect dat grondlagen aan de oppervlakte op de horizontale componenten van de referentiegrondbewegingen veroorzaken, behoort te worden voorspeld door niet-lineaire locatieafhankelijke responsanalyses, waarin gebruik wordt gemaakt van de conventionele zich verticaal voortplantende schuifgolven en tijdsafhankelijke methoden.

OPMERKING Lineaire en equivalent-lineaire methoden kunnen bruikbaar zijn voor locatiespecifieke responsanalyse, mits deze zijn gekalibreerd aan niet-lineaire methoden.

Voor het gebruik van tijdsignalen zie 3.2.3.1. Daarbij mag zijn volstaan met het rekenen met uni-axiale horizontale tijdsignalen. Het aantal signalen is ten minste zeven, met een voorkeur voor elf.

3.2.2.3.4 Locatiespecifiek horizontaal elastisch responsspectrum

De in de berekening te hanteren waarde van de spectrale responsontwerpversnelling voor elke trillingsperiode mag niet kleiner zijn dan 80 % van de waarde van het elastische responsspectrum S_e volgens 3.2.2.2.1. Waar de locatiespecifieke procedure wordt gehanteerd voor de bepaling van het elastische responsspectrum, behoren de volgende voorschriften te worden aangehouden:

a) De parameter S_{MS} wordt gelijkgesteld aan de spectrale versnelling S_e, verkregen uit het locatiespecifieke spectrum bij een trillingsperiode van 0,2 s.

b) Voor S_{MS} mag geen lagere waarde worden aangehouden dan 90 % van de hoogste spectrale versnelling S_e bij elke trillingsperiode langer dan 0,2 s.

c) De parameter S_{M1} wordt gelijkgesteld aan de grootste waarde van de spectrale versnelling S_e bij een trillingsperiode van 1 s, of aan tweemaal de spectrale versnelling S_e bij een trillingsperiode van 2 s.

3.2.3 Alternatieve beschrijvingen van de seismische belastingen

3.2.3.1 Tijdreeksvoorstelling

Indien niet is voldaan aan de voorwaarden in 4.3.3.1.1 om de schematisering te mogen terugbrengen tot tweedimensionale modellen, moet de seismische grondbeweging worden beschreven door zeven of elf tri-axiale versnellingstijdreeksen. Dezelfde versnellingstijdreeks mag niet gelijktijdig worden gebruikt in de beide horizontale richtingen. Vereenvoudigingen zijn mogelijk in overeenstemming met de relevante delen van de NEN-EN 1998-reeks.

OPMERKING 1 Voor gebruik in niet-lineaire tijdsdomeinberekeningen zijn, voor elke herhalingstijd of elk piekgrondversnellingsniveau, ten minste zeven series van deze referentiegrondversnellingen nodig. De zeven verschillende series met referentiegrondversnellingen zijn nodig om de te verwachten variatie in magnitude, duur en signaaltype te omvatten.

Tijdsignalen moeten adequaat zijn gekozen, zie 3.2.3.1.2(4) van NEN-EN 1998-1.

OPMERKING 2 Van adequate tijdsignalen is sprake indien de verzameling van kunstmatige versnellingstijdreeksen voldoet aan elk van de volgende voorwaarden:

a) Er zijn ten minste zeven versnellingstijdreeksen voor elk van de drie loodrecht op elkaar staande richtingen gebruikt.

b) Het gemiddelde van de waarden van de spectrale versnellingsrespons voor trillingsperiode 0 (berekend op basis van de individuele tijdreeksen) is niet kleiner dan de waarde van $a_{g;d}$ voor de beschouwde locatie.

c) Geen enkele waarde van het gemiddelde elastische spectrum, voor 5 % demping, berekend op basis van alle tijdreeksen, is kleiner dan 90 % van de overeenkomstige waarde van het elastische responsspectrum met 5 % demping binnen het bereik van de trillingsperiode tussen $0{,}2T_1$ en $2T_1$, waarbij T_1 de fundamentele trillingsperiode van de bouwconstructie voorstelt in de richting waar de versnellingstijdreeks zal worden toegepast.

d) Er is rekening gehouden met de juiste significante duur van de tijdsignalen.

Indien wel is voldaan aan de voorwaarden in 4.3.3.1.1 om de schematisering te mogen terugbrengen tot tweedimensionale modellen, mag de seismische grondbeweging worden gedefinieerd door het tijdsverloop van de piekgrondversnelling en gerelateerde grootheden (snelheid en verplaatsing) in één richting.

Een keuze moet worden gemaakt tussen het aanbrengen van het tijdsignaal op maaiveldniveau, dan wel op diepte.

De tijdsignalen die worden aangebracht op maaiveldniveau moeten zijn afgestemd op de vorm van het responsspectrum op maaiveldniveau (‘spectral matching’). Het responsspectrum op maaiveldniveau is gegeven in 3.2.2.2.1.

De tijdsignalen die worden aangebracht op diepte moeten op 30 m onder maaiveldniveau, of op een equivalente diepte waar de grondlagen een schuifgolfsnelheid van 300 m/s of meer hebben, zijn aangebracht. Het responsspectrum op een diepte van 30 m of op een equivalente diepte waar de grondlagen een schuifgolfsnelheid van 300 m/s of meer hebben, wordt beschreven door de uitdrukkingen (3.30) tot en met (3.32).

$$0 \leq T \leq T_B \qquad S_a(T) = a_{g;ref} \times k_{ag} \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2{,}2 - 1)\right] \tag{3.30}$$

$$T_B \leq T \leq T_C \qquad S_a(T) = a_{g;ref} \times k_{ag} \times \eta \times 2{,}2 \tag{3.31}$$

$$T_C \leq T \qquad S_a(T) = a_{g;ref} \times k_{ag} \times \eta \times 2{,}2 \times \left(\frac{T_C}{T}\right)^{1{,}75} \tag{3.32}$$

waarin:

$S_a(T)$ is het responsspectrum (ontwerpspectrum) op de diepte waar de grondlagen een schuifgolfsnelheid van 300 m/s of meer hebben, in *g*;

$a_{g;ref}$ is de referentiewaarde van de piekgrondversnelling in de verticale richting, in *g*

T, η, k_{ag} zie voor de verklaringen,3.2.2.2.1;

T_B, T_C zie voor de verklaringen 3.2.2.2.1, met de waarden volgens tabel 3.2.

Tabel 3.2 — Parameters van het referentie elastische responsspectrum op diepte

T_B [s]	T_C [s]
0,15	0,50

3.2.3.2 Ruimtelijk model voor de seismische belasting

Wanneer niet aannemelijk is dat dezelfde grondbeweging zich op alle oplegpunten zal voordoen, zoals het geval is indien niet is voldaan aan de voorwaarden genoemd in 4.3.3.1.1 om de schematisering te mogen terugbrengen tot tweedimensionale modellen, moeten ruimtelijke modellen voor de seismische belasting worden toegepast.

Zulke ruimtelijke modellen moeten consistent zijn met de elastische responsspectra gebruikt voor de basisdefinitie van de seismische belasting volgens 3.2.2.2.1 tot en met 3.2.2.2.3.

3.2.4 Combinatie van de seismische belastingen met andere belastingen

De rekenwaarde E_d van de belastingseffecten in de seismische ontwerpsituatie moet worden bepaald volgens 6.4.3.4 van NEN-EN 1990.

De traagheidseffecten van de seismische ontwerpbelasting moeten worden bepaald rekening houdend met de aanwezigheid van de massa's behorende bij alle zwaartekrachtbelastingen die voorkomen in de volgende belastingscombinatie:

$$\Sigma G_{k;j} \text{"+"} \Sigma \psi_{E;i} \times Q_{k;i} \qquad (3.33)$$

waarin:

$\psi_{E;i}$ is de combinatiecoëfficiënt voor de veranderlijke belastingen i (zie 4.2.4);

"+" betekent 'te combineren met'.

OPMERKING De combinatiecoëfficiënten $\psi_{E;i}$ houden rekening met de waarschijnlijkheid dat de belastingen $Q_{k;i}$ gedurende de aardbeving niet over de gehele constructie aanwezig zijn. Deze coëfficiënten kunnen ook het effect in rekening brengen van een gereduceerde deelname van de massa's in de beweging van de constructie wegens het niet star met elkaar verbonden zijn van de massa's en de constructie.

Tenzij anders vermeld in de hoofdstukken 5 tot en met 7 van deze NPR mogen, bij de beschreven belastingscombinaties, de effecten van een initiële scheefstand van een bouwconstructie buiten beschouwing zijn gelaten.

4 Ontwerp, herontwerp en beoordeling van gebouwen

4.1 Algemeen

OPMERKING In hoofdstuk 4 van deze NPR worden nummers van uitdrukkingen gebruikt die in overeenstemming zijn met de nummering van NEN-EN 1998-1. Het ontbreken van bepaalde nummers in de lopende tekst is derhalve geen omissie. Daarbij zij aangetekend dat de formules in deze NPR kunnen afwijken van de formules in NEN-EN 1998-1. Bij het toepassen van deze NPR behoren de uitdrukkingen van deze NPR als leidend te worden beschouwd, tenzij nadrukkelijk anders is bepaald. Gekozen is voor een identieke nummering om de relatie tussen beide documenten duidelijk te maken.

Dit hoofdstuk bevat de toe te passen procedures:

a) voor de toetsing van het ontwerp van nieuwe bouwconstructies,

b) voor de toetsing van de versterking van bestaande constructies, en

c) voor de beoordeling van bestaande constructies.

4.2 Karakteristieken van aardbevingsbestendige gebouwen

4.2.1 Basisprincipes van het conceptuele ontwerp

Constructieve eenvoud en regelmaat hebben een gunstige invloed op de weerstand tegen aardbevingen en worden gehonoreerd via een hogere waarde van de gedragsfactor q (zie hoofdstuk 3).

4.2.2 Primaire en secundaire seismische elementen

Voor de beoordeling van de weerstand van een bouwconstructie tegen seismische belastingen, moet onderscheid worden gemaakt tussen primaire en secundaire seismische elementen.

Het aanmerken van een constructief element als secundair seismisch element mag niet worden gedaan met als doel om daarmee te voldoen aan de criteria van constructieve regelmatigheid.

4.2.3 Criteria voor constructieve regelmatigheid

4.2.3.1 Algemeen

Ten behoeve van het seismische constructieve ontwerp moeten gebouwen worden onderverdeeld in regelmatige en onregelmatige gebouwen. Deze constructieve regelmaat is gekarakteriseerd in het horizontale vlak (plattegrond) en in het verticale vlak (verticale doorsnede), op basis van de criteria gesteld in respectievelijk 4.2.3.2 en 4.2.3.3. Op basis van deze karakterisering kunnen met tabel 4.1 de toegelaten vereenvoudigingen bij de beoordeling en de waarde van de gedragsfactor worden vastgesteld.

Tabel 4.1 — Gevolg van karakterisering van eenvoud van de bouwconstructie

Regelmaat		**Toegelaten vereenvoudiging**		**Gedragsfactor *q***
Horizontaal vlak (plattegrond)	**Verticaal vlak (verticale doorsnede)**	**Model**	**Lineair-elastische berekeningsmethode**	**(voor lineaire berekeningsmethoden)**
Ja	Ja	Vlak	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Ja	Nee	Vlak	Modaal	Verlaagde waarde
Nee	Ja	Ruimtelijk	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Nee	Nee	Ruimtelijk	Modaal	Verlaagde waarde

De toegelaten vereenvoudiging heeft enerzijds betrekking op het constructieve model, dat of een vlak model (2D) of een ruimtelijk model (3D) kan zijn, en heeft anderzijds betrekking op de rekenmethode (zie 4.3.3).

De waarde van de gedragsfactor *q* voor lineaire berekeningen is gelijk aan de referentiewaarde als gegeven in de hoofdstukken 5 tot en met 9. Voor de verlaagde waarde (die leidt tot een ongunstig belastingseffect) moet de referentiewaarde worden vermenigvuldigd met een factor gelijk aan 0,8.

4.2.3.2 Criteria voor regelmatigheid in de plattegrond

Om als regelmatig gebouw te worden aangemerkt moet het gebouw in het horizontale vlak (plattegrond) voldoen aan elk van de volgende criteria:

a) Met betrekking tot de zijdelingse stijfheid en massaverdeling moet het gebouw bij benadering symmetrisch zijn in het horizontale vlak ten opzichte van twee onderling loodrechte assen.

b) De plattegrond moet compact zijn, hetgeen inhoudt dat elke vloer moet kunnen worden omhuld door een convexe polygonale lijn (meetkundige figuur die uit rechte lijnstukken bestaat, waarbij interne hoeken niet groter zijn dan 180°). Indien inspringingen in het horizontale vlak (inspringende hoeken of kantverspringingen) voorkomen, is nog altijd voldaan aan dit criterium indien deze inspringingen de stijfheid in het vlak van de vloer niet beïnvloeden en voor elke inspringing de oppervlakte tussen de vloeromtrek en een convex omhullende polygonale lijn rond de vloer kleiner is dan of gelijk is aan 5 % van het vloeroppervlak.

c) De stijfheid in het vlak van de vloeren moet voldoende groot zijn in vergelijking met de zijdelingse stijfheid van de verticale constructieve elementen, zodat de vervorming van de vloer een klein effect heeft op de verdeling van de krachten over de verticale constructieve elementen. Dit criterium moet worden beschouwd op basis van het globale gedrag van het gebouw.

OPMERKING 1 Zo behoren L-, C-, H-, I-, en X-vormige plattegronden zorgvuldig te worden onderzocht, en dan in het bijzonder wat betreft de stijfheden van de zijdelingse vertakkingen. Deze horen vergelijkbaar te zijn met de stijfheid van het centrale gedeelte, om aan de voorwaarde van een starre schijf te voldoen.

d) De slankheid van het gebouw in het horizontale vlak, $\lambda = L_{max}/L_{min}$, mag niet groter zijn dan 4, waarbij L_{max} en L_{min} respectievelijk de maximale en de minimale afmeting zijn van het gebouw in het horizontale vlak, gemeten in de loodrecht op elkaar staande hoofdrichtingen.

e) Op elk niveau en voor beide analyserichtingen *x* en *y*, moeten de constructieve excentriciteit e_o en de torsiestraal *r* in overeenstemming zijn met de twee onderstaande voorwaarden:

$$e_{a;i} \leq 0{,}30\, r_i \quad (4.1a)$$

$$r_i \geq l_s \quad (4.1b)$$

waarin:

e_{oi} is de afstand tussen het stijfheidsmiddelpunt en het massamiddelpunt, gemeten in de *i*-richting, die loodrecht staat op de richting van de beschouwde berekening;

r_i is de vierkantswortel van de verhouding van de torsiestijfheid tot de laterale stijfheid loodrecht op de *i*-richting (‘torsiestraal’);

l_s is de traagheidsstraal van de vloermassa in het horizontale vlak (vierkantswortel van de verhouding van (a) het polaire traagheidsmoment van de vloermassa in het horizontale vlak met betrekking tot het massamiddelpunt van de vloer tot (b) de vloermassa).

Het stijfheidsmiddelpunt en de torsiestraal *r* zijn als volgt gedefinieerd:

1) In gebouwen met één bouwlaag is het stijfheidsmiddelpunt gedefinieerd als het dwarskrachtmiddelpunt van alle primaire verticaal geörienteerde seismische elementen. De torsiestraal *r* is gedefinieerd als de vierkantswortel van de verhouding van de globale torsiestijfheid met betrekking tot het dwarskrachtmiddelpunt en de globale laterale stijfheid, in één richting, rekening houdend met alle primaire seismische elementen in deze richting.

2) In gebouwen met twee of meer bouwlagen zijn alleen benaderende definities van het stijfheidsmiddelpunt en van de torsiestraal mogelijk. Een vereenvoudigde definitie voor de classificatie van constructieve regelmaat in het horizontale vlak en voor de benaderende berekening van torsie-effecten, is mogelijk indien is voldaan aan de volgende twee voorwaarden:

   a) alle primaire verticaal geörienteerde seismische elementen, zoals kernen, constructieve wanden of raamwerken, lopen zonder onderbreking van de funderingen door tot de top van het gebouw, en

   b) de vervormingspatronen van de individuele primaire seismische elementen onder horizontale belastingen zijn niet erg verschillend. Aan deze voorwaarde is voldaan in het geval van raamwerksystemen en wandsystemen. Aan deze voorwaarde is in het algemeen niet voldaan in het geval van gekoppelde systemen.

   OPMERKING 2 Voor de beschrijving van een gekoppeld systeem (dual system), zie 5.1.2 van NEN-EN 1998-1.

In raamwerken en in systemen met slanke wanden met voornamelijk buig-momentvervormingen, kunnen de posities van de stijfheidsmiddelpunten en de torsiestraal van alle bouwlagen worden berekend op basis van de traagheidsmomenten van de dwarsdoorsneden van de verticale elementen. Indien, naast de buigmomentvervormingen, ook dwarskrachtvervormingen significant zijn, kunnen deze dwarskrachtvervormingen in rekening worden gebracht door een equivalent traagheidsmoment van de dwarsdoorsnede te gebruiken.

4.2.3.3 Criteria voor regelmatigheid in de verticale doorsnede

Om als regelmatig gebouw in het verticale vlak (hoogte) te mogen worden aangemerkt moet zijn voldaan aan elk van de volgende criteria:

a) De primaire seismische elementen, zoals kernen, constructieve wanden of raamwerken, moeten zonder onderbreking doorlopen vanaf hun funderingen tot de top van het gebouw of, indien inspringingen op verschillende niveaus aanwezig zijn, tot de bovenkant van de relevante zone van het gebouw.

b) Zowel de zijdelingse stijfheid als de massa van de individuele bouwlagen zijn constant of nemen gelijkmatig af, zonder abrupte wijzigingen, bezien van de fundering tot de bovenkant van het gebouw.

c) In een gebouw bestaande uit raamwerken mag de verhouding van de weerstand tussen de verschillende bouwlagen onderling niet disproportioneel variëren.

   OPMERKING In die context worden de speciale aspecten van raamwerken ingevuld met metselwerk behandeld in B.4.2.

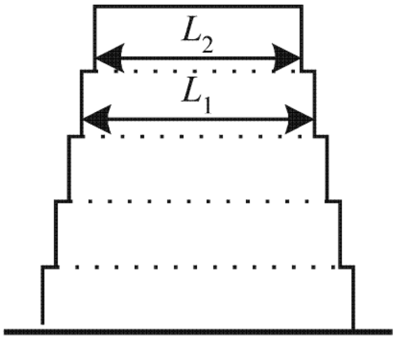
d) Indien inspringingen aanwezig zijn, moet zijn voldaan aan de volgende aanvullende criteria:

1) Voor regelmatige inspringingen waarbij de axiale symmetrie behouden is gebleven, moet de inspringing op elk vloerniveau kleiner zijn dan of gelijk zijn aan 20 % van de globale horizontale gebouwafmeting in de richting van de inspringing (zie figuur 4.1.a en figuur 4.1.b).

2) Voor een enkelvoudige inspringing binnen de onderste 15 % van de totale hoogte van het gebouw, moet de inspringing kleiner zijn dan of gelijk zijn aan 50 % van de onderliggende uitwendige horizontale gebouwafmeting (zie *L* in figuur 4.1.c). In dat geval moet de constructie van de funderingszone, vallend binnen de verticaal geprojecteerde omtrek van de bovenste bouwlagen, in staat zijn ten minste 75 % van de horizontale dwarskrachten, die zich zouden ontwikkelen in die zone in een vergelijkbaar gebouw zonder uitkragende onderste bouwlaag, te weerstaan.

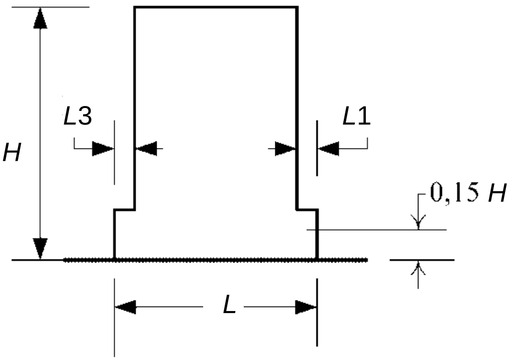
3) Indien de inspringingen niet symmetrisch zijn, moet in elke doorsnede de som van de afmetingen van de inspringingen voor alle bouwlagen kleiner zijn dan of gelijk zijn aan 30 % van de horizontale afmeting van het gebouw ter plaatse van de onderste bouwlaag of boven de horizontale doorsnede gelegen aan de bovenkant van een stijve fundering. Bovendien moet elke individuele inspringing kleiner zijn dan of gelijk zijn aan 10 % van de horizontale afmeting van de eronder gelegen bouwlaag (zie figuur 4.1.d).

(a)



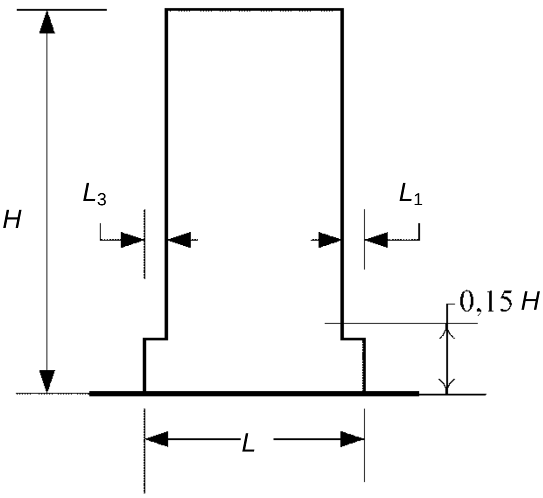
Criterium voor (a): $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0{,}20$

(b) (inspringing boven 0,15H)



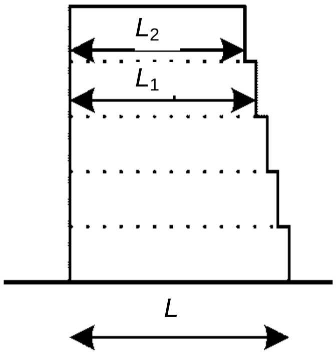
Criterium voor (b): . $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0{,}20$

(c) (inspringing onder 0,15H)



Criterium voor (c): . $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0{,}50$

(d)



Criteria voor (d): $\frac{L - L_2}{L} \leq 0{,}30$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0{,}10$$

Figuur 4.1 — Criteria voor regelmaat van gebouwen met inspringende delen

4.2.4 Combinatiecoëfficiënten voor variabele acties

De combinatiecoëfficiënten ψ_{Ei} geïntroduceerd in 3.2.4 voor de berekening van de effecten van de seismische belastingen, moeten worden berekend met uitdrukking (4.2).

$$\psi_{E;i} = \varphi \cdot \psi_{2;i} \tag{4.2}$$

De toe te kennen waarden voor φ zijn gegeven in tabel 4.2.

De combinatiecoëfficiënten $\psi_{2;i}$ (voor de quasi-permanente waarde van de variabele belasting q_i) voor het ontwerp van gebouwen (zie 3.2.4) is gegeven in A.1 van NEN-EN 1990.

Tabel 4.2 — Waarden voor φ voor de berekening van $\psi_{E;i}$

Klassen van belaste vloeroppervlakken [a]	**Bouwlaag**	φ
A tot en met C	Dak	1,0
	Overige bouwlagen (vloeren)	0,6
D tot en met F en archieven		1,0
[a] Klasse volgens 6.3.1.2 van NEN-EN 1991-1-1.		

4.3 Constructieve berekening

4.3.0 Algemeen

De lineaire analysemethoden beschreven in 4.3.1 tot en met 4.3.3 zijn slechts toepasbaar indien wordt voldaan aan een serie voorwaarden waaruit de regelmatigheid van de bouwconstructie blijkt.

OPMERKING Voor nieuwbouw is dit relatief eenvoudig in het ontwerp te realiseren. Voor bestaande gebouwen is deze vereiste regelmatigheid lang niet altijd vervuld. Het kan daarom noodzakelijk zijn om voor die situaties over te stappen op de niet-lineaire, al dan niet dynamische, analysemethoden.

4.3.1 Modelleren

4.3.1.1 Algemeen

Het rekenmodel van het gebouw moet de stijfheids- en massaverdeling op adequate wijze representeren zodat alle significante vervormingseigenschappen en traagheidskrachten bij de beschouwde seismische belasting goed in rekening worden gebracht. In het geval van een niet-lineaire berekening moet het rekenmodel ook de weerstand van de bouwconstructie op adequate wijze beschrijven.

Hiervoor gelden gelijktijdig de criteria volgens 4.3.1.2 tot en met 4.3.1.4.

4.3.1.2 Algemene criteria

Elk van de volgende criteria is van toepassing:

a) In beginsel mag de bouwconstructie worden geschematiseerd als een aantal verticale en horizontale belasting afdragende systemen verbonden door horizontale schijven (vloeren).

b) Indien de vloerelementen van het gebouw mogen worden beschouwd als star in hun vlak, dan mogen de massa's en de traagheidsmomenten van elke vloer worden geconcentreerd in het zwaartepunt daarvan.

   OPMERKING Een vloer mag als star zijn aangenomen indien de horizontale verplaatsingen bij het in rekening brengen van de werkelijke buigstijfheid in het vlak niet meer dan 10 % groter is dan de corresponderende absolute horizontale verplaatsingen bij een in het vlak star aangenomen vloer in de seismische ontwerpsituatie.

c) Voor gebouwen die niet voldoen aan de criteria voor regelmatigheid in plattegrond (zie 4.2.3.2) mag de berekening toch zijn uitgevoerd gebruikmakend van twee vlakke modellen, één voor elke hoofdrichting, indien is voldaan aan de voorwaarden in 4.3.3.1.

d) Niet-constructieve en secundaire seismische elementen die een mogelijke invloed kunnen hebben op de respons van de bouwconstructie moeten zijn meegenomen.

4.3.1.3 Stijfheidscriteria

Elk van de volgende criteria is van toepassing:

a) Het rekenmodel moet rekening houden met de bijdrage van de verbindingen op de stijfheid en ductiliteit van het gebouw, zoals de eindzones van liggers of kolommen in raamwerkconstructies.

b) In gebouwen uitgevoerd in beton, staal-beton of metselwerk moet de stijfheid van de constructieve elementen, in beginsel, zijn bepaald rekening houdend met het effect van scheuren. Deze stijfheid moet bij gewapendbetonconstructies overeenkomen met het begin van vloeien van de wapening.

c) Tenzij een meer nauwkeurige berekening van de gescheurde elementen is uitgevoerd mogen de elastische buig- en afschuifstijfheidseigenschappen van elementen uit beton en metselwerk gelijk worden genomen aan de helft van de corresponderende stijfheid van de ongescheurde elementen.

d) Niet-dragende wanden in een raamwerk die significant bijdragen aan de zijdelingse stijfheid en de weerstand van het gebouw moeten in rekening worden gebracht. Voor metselwerkwanden in betonnen, stalen of staal-betonnen raamwerken, zie B.4.2.

e) De vervormbaarheid van de fundering moet worden meegenomen in het rekenmodel indien dit een significante nadelige invloed heeft op de respons van de bouwconstructie.

OPMERKING Vervormbaarheid van de fundering (met inbegrip van de interactie tussen de grond en de bouwconstructie) mag altijd in rekening worden gebracht wanneer dit leidt tot een positief effect op de respons van de bouwconstructie.

4.3.1.4 Criterium ten aanzien van massa

De te beschouwen massa's moeten zijn afgeleid van de in 3.2.4 beschreven belastingscombinatie.

4.3.2 Toevallige torsie-effecten

Om rekening te houden met onzekerheden in de locatie van massa's en in de ruimtelijke variatie van de seismische beweging moet het berekende massamiddelpunt op elke vloer *i* worden beschouwd als zijnde verplaatst ten opzichte van zijn nominale positie in elke richting met een bijkomstige excentriciteit. De excentriciteit moet voor alle vloeren gelijktijdig worden toegepast in dezelfde richting.

$$e_{\mathrm{a};i} = \pm\, 0{,}05\, L_i \tag{4.3}$$

waarin:

$e_{\mathrm{a};i}$ is de buitengewone excentriciteit van de massa van bouwlaag *i* ten opzichte van zijn nominale positie, toegepast in dezelfde richting op alle vloeren;

L_i is de vloerafmeting van bouwlaag *i* loodrecht op de richting van de seismische belasting.

4.3.3 Rekenmethoden

4.3.3.1 Uitgangspunten

4.3.3.1.1 Algemeen

De in de regel te hanteren methode voor het bepalen van de seismische krachten is de berekening volgens het modale responsspectrum. Hierbij moet gebruik worden gemaakt van een lineair-elastisch rekenmodel van de bouwconstructie en het ontwerpspectrum gegeven in 3.2.2.2.3.

Afhankelijk van de constructieve eigenschappen van het gebouw mag voor het bepalen van de seismische belasting gebruik worden gemaakt van een van de twee volgende typen lineair-elastische rekenmethoden:

a) de ‘berekening volgens de zijdelingse belastingsmethode’ voor gebouwen die voldoen aan de voorwaarden in 4.3.3.2;

b) de ‘berekening volgens het modale responsspectrum’ die geschikt is voor alle gebouwen (zie 4.3.3.3).

Als alternatief voor een lineaire rekenmethode mag onder de hierna beschreven voorwaarden ook een niet-lineaire methode worden gebruikt, zoals:

c) niet-lineaire push-over-berekening, of

d) niet-lineaire (dynamische) tijdsdomeinberekening, onder de voorwaarden zoals aangegeven in 4.3.3.4.

OPMERKING De niet-lineaire methoden vergen meer inspanning aan onderzoek, onderbouwing en berekening, maar kunnen mogelijk aantonen dat minder conservatieve oplossingen dan bepaald met de lineaire rekenmethoden toereikend kunnen zijn om aan te tonen dat het gebouw bestand is tegen aardbevingsbelastingen, zie bijlage F. Zie ook opmerkingen 2 en 3 van het voorwoord.

Indien niet wordt voldaan aan de eisen van de regelmaat volgens 4.2.3.2 kan toch met een rekenmethode gebaseerd op twee loodrechte vlakken, een voor elke horizontale hoofdrichting, worden gewerkt indien aan alle voorwaarden onder punt 2 bij 4.3.3.1.3 is voldaan. Indien daarbij niet aan voorwaarde d van 4.3.3.1.3 kan worden voldaan, behoren de seismische belastingseffecten volgend uit de analyse nog met 1,25 te worden vermenigvuldigd.

Indien een ruimtelijk model (3D) is gebruikt moet de ontwerpwaarde van de seismische belasting worden aangebracht in alle relevante horizontale richtingen (afhankelijk van de constructieve opbouw van het gebouw) en hun bijbehorende orthogonale horizontale richtingen. Voor gebouwen met dragende elementen in twee loodrecht op elkaar staande richtingen moeten deze richtingen worden beschouwd als de relevante richtingen.

4.3.3.1.2 Voorwaarden voor de keuze van de rekenmethode

Niet-lineaire berekeningen moeten zijn onderbouwd met betrekking tot seismische belasting, het gebruikte constitutieve model, de methode van interpretatie van de resultaten en de eisen waaraan moet worden voldaan.

Constructies zonder trillingsisolatie die zijn ontworpen op basis van een niet-lineaire push-over-berekening zonder gebruik te maken van de gedragsfactor q (zie 4.3.3.4), moeten voldoen aan 4.4.2.2, alsook aan de regels van de hoofstukken 5 tot en met 9 voor dissipatieve constructies.

Voor gebouwen die ter hoogte van de fundering zijn voorzien van dempingsisolatie tegen aardbevingsbelastingen zijn de voorwaarden waaronder de lineaire methoden (a) en (b) of de niet-lineaire methoden (c) en (d) mogen worden gebruikt, gegeven in hoofdstuk 10 van NEN-EN 1998-1. Aangeraden wordt de in 10.3(2)P van NEN-EN 1998-1 aanbevolen waarde voor de vergrotingsfactor γ_x te hanteren.

4.3.3.1.3 Voorwaarden voor de schematisering bij toepassing van lineair-elastische rekenmodellen

Lineair elastische berekeningen mogen zijn uitgevoerd onder de volgende voorwaarden:

1) Indien wordt voldaan aan de criteria voor regelmatigheid in de plattegrond (zie 4.2.3.2) mogen lineair-elastische berekeningen worden uitgevoerd, gebruikmakend van twee vlakke modellen, één voor elke horizontale hoofdrichting.

2) Voor gebouwen in gevolgklassen CC1 en CC2 mogen lineair-elastische berekeningen ook worden uitgevoerd met behulp van twee vlakke modellen, één voor elke horizontale hoofdrichting, indien niet wordt voldaan aan de criteria voor regelmatigheid in de plattegrond (zie 4.2.3.2). Hiervoor moet wel worden voldaan aan elk van de hiernavolgende specifieke regelmatigheidscriteria:

   a) Het gebouw moet een regelmatige gevelstructuur, een relatief stijve gevelbekleding en in een regelmatige structuur geplaatste relatief stijve niet dragende binnenwanden hebben.

   b) De hoogte van het gebouw mag niet groter zijn dan 10 m.

   c) De stijfheid in het vlak van de vloeren moet, ten opzichte van de zijdelingse stijfheid van de verticale constructieve elementen, groot genoeg zijn om starre schijfwerking te mogen aannemen.

   d) De middelpunten van de zijdelingse stijfheid en massa per bouwlaag moeten elk ongeveer in een verticale lijn liggen en, in de twee horizontale richtingen van de berekening, voldoen aan de voorwaarden: $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$, $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$, waarbij de traagheidsstraal l_s, de torsiestralen r_x en r_y en de constructieve excentriciteiten e_{ox} en e_{oy} zijn gedefinieerd zoals in 4.2.3.2.

4.3.3.2 Zijdelingse belastingsmethode

4.3.3.2.1 Algemeen

De zijdelingse belastingsmethode mag worden toegepast voor gebouwen waarvan de respons niet significant wordt beïnvloed door andere trilvormen dan de fundamentele trilvorm in elke hoofdrichting. Aan dit criterium wordt geacht te zijn voldaan indien het gebouw voldoet aan de twee hiernavolgende voorwaarden:

a) De fundamentele trillingsperioden T_1 in de twee hoofdrichtingen zijn kleiner dan of gelijk zijn aan:

$$T_1 = \min (4 \times T_c \,;\, 2{,}0 \text{ s}) \tag{4.4}$$

   waarin:

   T_C is de bovengrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is, als gedefinieerd in 3.2.2.2.1.

b) Het gebouw voldoet aan de criteria voor regelmatigheid in de doorsnede, gegeven in 4.2.3.3.

4.3.3.2.2 Afschuifkracht ter plaatse van de fundering

De afschuifkracht als gevolg van de seismische belasting ter plaatse van de fundering F_b, moet voor de twee beschouwde horizontale richtingen zijn bepaald met de uitdrukking (4.5):

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \tag{4.5}$$

waarin:

$S_d(T_1)$ is de waarde van het ontwerpspectrum (zie 3.2.2.2.3) bij trillingsperiode T_1;

T_1 is de fundamentele trillingsperiode van het gebouw met betrekking tot de zijdelingse beweging in de beschouwde richting;

m is de totale massa van het gebouw, voor zover gelegen boven de fundering of boven een als star te beschouwen kelder of een star met de fundering verbonden beganegrondvloer, berekend in overeenstemming met 3.2.4;

λ is de correctiefactor: $\lambda = 0{,}85$ indien $T_1 < 2\ T_C$ en het gebouw meer dan twee bouwlagen heeft, en $\lambda = 1{,}0$ in andere gevallen.

OPMERKING 1 De factor λ brengt in rekening dat voor gebouwen met ten minste drie bouwlagen en translatievrijheidsgraden in elke horizontale richting, de effectieve geactiveerde massa van de eerste (fundamentele) trilvorm gemiddeld 15 % kleiner is dan de totale massa van het gebouw.

Voor de schatting of de berekening van de fundamentele trillingsperiode T_1: zie 4.3.3.2.2 van NEN-EN 1998-1.

OPMERKING 2 De schatting of berekening van de fundamentele trillingsperiode T_1 volgens 4.3.3.2.2 van NEN-EN 1998-1 geeft een relatief grove benadering. In veel gevallen verdient het aanbeveling een meer gedetailleerde rekenmethode toe te passen.

4.3.3.2.3 Verdeling van de horizontale seismische krachten

De fundamentele trilvormen in de horizontale richtingen van het gebouw behoren te zijn berekend gebruikmakend van de leer der dynamica. Ze mogen ook zijn benaderd door lineair toenemende horizontale verplaatsingen over de hoogte van het gebouw.

De seismische belastingseffecten moeten zijn bepaald door horizontale krachten F_i aan te laten grijpen op alle bouwlagen in de twee te beschouwen richtingen.

$$F_i = F_\mathrm{b} \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^{n} \Sigma\, s_j \cdot m_j} \tag{4.10}$$

waarin:

F_i is de horizontale kracht aangrijpend op bouwlaag i;

F_b is de seismische afschuifkracht ter plaatse van de fundering, in overeenstemming met uitdrukking (4.5);

s_i, s_j zijn de verplaatsingen van de massa's m_i, m_j in de fundamentele trilvorm;

m_i, m_j zijn de massa's van de bouwlagen, berekend in overeenstemming met 3.2.4;

n is het aantal bouwlagen boven de fundering of de bovenzijde van een als star te beschouwen kelder.

Indien de fundamentele trilvorm is benaderd door lineair toenemende horizontale verplaatsingen over de hoogte van het gebouw dan mogen de horizontale krachten F_i gelijk zijn genomen aan:

$$F_i = F_\mathrm{b} \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\Sigma_{j=1}^{n}\, z_j \cdot m_j} \tag{4.11}$$

waarin:

z_i is de afstand van de vloer met massa m_i ten opzichte van het niveau van aangrijpen van de seismische belasting (maaiveld);

z_j is de afstand van de vloer met de massa m_j ten opzichte van het niveau van aangrijpen van de seismische belasting (maaiveld), daaronder ook inbegrepen m_i;

n is het aantal bouwlagen boven de fundering of de bovenzijde van een als star te beschouwen kelder.

OPMERKING De eerste vloer boven het maaiveld is j = 1.

De aldus berekende horizontale krachten F_i moeten worden verdeeld over het systeem dat weerstand biedt tegen de zijdelingse belasting, in de veronderstelling dat de vloeren star zijn in hun vlak.

4.3.3.2.4 Torsie-effecten

Indien de zijdelingse stijfheid en massa symmetrisch zijn verdeeld in het horizontale vlak en indien de bijkomende excentriciteit van 4.3.2 niet in rekening is gebracht met een meer nauwkeurige methode (bijvoorbeeld die van 4.3.3.3.3), dan mogen de bijkomende torsie-effecten in rekening zijn gebracht door de belastingseffecten in de individuele belasting afdragende elementen resulterend uit de toepassing van de in 4.3.3.2.3 bepaalde F_i, te vermenigvuldigen met een factor δ gegeven door:

$$\delta = 1 + 0{,}6 \cdot \frac{x}{L_{\mathrm{e}}} \qquad (4.12)$$

waarin:

x is de afstand van het beschouwde element tot het zwaartepunt van het gebouw in de plattegrond, gemeten loodrecht op de richting van de seismische belasting onder beschouwing;

L_{e} is de afstand tussen de twee verst uit elkaar gelegen horizontale belasting afdragende elementen, gemeten loodrecht op de richting van de seismische belasting onder beschouwing.

Indien de berekening is uitgevoerd gebruikmakend van twee te beschouwen vlakken, één voor elke horizontale hoofdrichting, dan mogen de torsie-effecten zijn bepaald door verdubbeling van de bijkomende excentriciteit e_{ai} uit uitdrukking (4.3) en door toepassing van uitdrukking (4.12) waarbij de factor 0,6 in deze uitdrukking wordt verhoogd tot 1,2.

4.3.3.3 Spectrale modale responsberekening

4.3.3.3.1 Algemeen

De spectrale modale responsberekening is toepasbaar voor gebouwen die niet voldoen aan de voorwaarden voor toepassing van de zijdelingse belastingsmethode gegeven in 4.3.3.2.1.

De respons van alle trilvormen die significant bijdragen aan de globale respons moeten in rekening worden gebracht. Er mag vanuit worden gegaan dat hieraan is voldaan indien is aangetoond dat:

— de som van de effectieve geactiveerde massa’s van de beschouwde trilvormen ten minste 90 % is van de totaal in rekening te brengen massa, of

— alle trilvormen met een effectieve geactiveerde massa groter dan 5 % van de totale massa in rekening zijn gebracht.

OPMERKING De effectieve geactiveerde massa m_{k}, behorende bij trilvorm k , is zo bepaald dat de totale dwarskracht ter plaatse van de fundering F_{bk} werkend in de richting van de seismische belasting, kan worden geformuleerd als $F_{\mathrm{bk}} = S_{\mathrm{d}}(T_{\mathrm{k}})\, m_{\mathrm{k}}$.

Indien een ruimtelijk rekenmodel wordt gebruikt, moeten de bovenstaande criteria worden geverifieerd voor alle relevante richtingen.

Indien niet kan worden voldaan aan de bovengenoemde percentages ten aanzien van de effectieve geactiveerde massa’s (bijv. in gebouwen met een significante bijdrage van torsietrilvormen), dan moet het minimale aantal trilvormen k dat in rekening wordt gebracht bij een berekening met een ruimtelijk rekenmodel voldoen aan beide hiernavolgende voorwaarden:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \qquad (4.13)$$

en

$$T_{\mathrm{k}} \leq 0{,}20 \text{ s} \qquad (4.14)$$

waarin:

- k is het aantal trilvormen dat in rekening moet worden gebracht;
- n is het aantal bouwlagen boven de fundering of de bovenzijde van een star te beschouwen kelder;
- T_k is de trillingsperiode voor trilvorm k.

4.3.3.3.2 Combinatie van modale responsen

De respons in twee trilvormen i en j (met inbegrip van translatie- en torsietrilvormen) mogen als onderling onafhankelijk worden beschouwd indien hun trillingsperioden T_i en T_j (met $T_\mathrm{j} \leq T_\mathrm{i}$) aan de volgende voorwaarden voldoen:

$$T_j \leq 0{,}9 \cdot T_i \tag{4.15}$$

Indien alle relevante modale responsen (zie 4.3.3.3.1) als onderling onafhankelijk mogen worden beschouwd, dan mag de maximale waarde van een seismisch belastingseffect, E_E, worden gelijkgesteld aan:

$$E_\mathrm{E} = \sqrt{\Sigma\, E_{\mathrm{E};i}{}^2} \tag{4.16}$$

waarin:

- E_E is het seismisch belastingseffect onder beschouwing (kracht, verplaatsing, enz.);
- $E_{\mathrm{E};i}$ is de waarde van dit seismische belastingseffect ten gevolge van trilvorm i.

Indien alle relevante modale responsen (zie 4.3.3.3.1) niet als onderling onafhankelijk mogen worden beschouwd, dan moeten meer nauwkeurige methoden worden gebruikt voor de combinatie van de maxima van de geactiveerde massa, bijvoorbeeld ‘ de volledige kwadratische combinatie’ (zie 4.2.1.3 van NEN-EN 1998-2).

4.3.3.3.3 Torsie-effecten

Indien een ruimtelijk model is gebruikt voor de berekening, dan mogen de bijkomende torsie-effecten waarnaar wordt gerefereerd in 4.3.2, worden bepaald als de omhullende van de effecten die resulteren uit het in rekening brengen van statische belastingen, bestaande uit combinaties van torsiemomenten M_ai om de verticale as van elke bouwlaag i:

$$M_{\mathrm{a};i} = e_{\mathrm{a};i} \cdot F_i \tag{4.17}$$

waarin:

- $M_{\mathrm{a};i}$ is het torsiemoment dat aangrijpt op bouwlaag i om zijn verticale as;
- $e_{\mathrm{a};i}$ is de bijkomende excentriciteit van de massa van bouwlaag i bepaald met uitdrukking (4.3) voor alle relevante richtingen;
- F_i is de horizontale kracht werkend op bouwlaag i, zoals afgeleid in 4.3.3.2.3 voor alle relevante richtingen.

Het effect van deze belastingen moet in rekening worden gebracht met een positief en negatief teken (hetzelfde teken voor elke bouwlaag).

Indien twee afzonderlijke vlakke modellen zijn gebruikt in de berekening, dan mogen de torsie-effecten in rekening worden gebracht door toepassing van de regels uit 4.3.3.2.4 op de belastingseffecten berekend in overeenstemming met 4.3.3.3.2.

4.3.3.4 Niet-lineaire methoden

Bij het hanteren van niet-lineaire methoden voor nieuw te bouwen en geheel te vernieuwen bouwconstructies moet gebruik worden gemaakt van 4.3.3.4 van NEN-EN 1998-1.

OPMERKING 1 Het wiskundige model als beschreven in 4.4.2.2 van deze NPR, dat wordt gebruikt voor de elastische berekening, behoort te worden uitgebreid, zodat de sterkte van constructieve elementen en hun post-elastisch gedrag hierin worden meegenomen.

Voor nieuw te bouwen en geheel te vernieuwen bouwconstructies mag worden verondersteld dat initiële scheefstanden kunnen worden verwaarloosd. Voor toepassing van deze NPR bij verbouw of afkeur moeten scheefstanden worden ingemeten en worden meegenomen in de beoordeling indien die groter zijn dan de initiële scheefstand die bij constructieve berekeningen anders dan aardbevingsberekeningen in rekening moet worden gebracht.

Voor toepassing van deze NPR bij verbouw of afkeur kan met behulp van niet-lineaire methoden een mogelijk adequatere beoordeling plaatsvinden dan met de toepassing van lineaire methoden.

OPMERKING 2 In bijlage F is aangegeven hoe door middel van niet-lineaire tijdsdomeinberekeningen de aardbevingsbestendigheid van een bouwconstructie kan worden beoordeeld.

Het vervolg van dit hoofdstuk 4, voor zover betrekking hebbend op de sterkte van een bouwconstructie van een gebouw, hoeft niet te worden gevolgd bij gebruikmaking van niet-lineaire methoden.

4.3.3.5 Combinatie van de effecten van de componenten van de seismische belasting

4.3.3.5.1 Horizontale componenten van de seismische belasting

De belastingseffecten als een gevolg van de horizontale componenten van een seismische belasting moeten bij gebruik van lineaire rekenmethoden zijn bepaald op basis van de uitdrukkingen (4.18) en (4.19):

$$E_{\mathrm{Ed};x} \text{ ‘+’ } 0{,}30\, E_{\mathrm{Ed};y} \tag{4.18}$$

$$0{,}30\, E_{\mathrm{Ed};x} \text{ ‘+’ } E_{\mathrm{Ed};y} \tag{4.19}$$

waarin:

‘+’ betekent ‘te combineren met’;

$E_{\mathrm{Ed};x}$ vertegenwoordigt de belastingseffecten ten gevolge van de aangrijping van de rekenwaarde van de seismische belasting langs de gekozen horizontale as *x* van de bouwconstructie;

$E_{\mathrm{Ed};y}$ vertegenwoordigt de belastingseffecten ten gevolge van de aangrijping van de rekenwaarde van dezelfde seismische belasting langs de loodrechte horizontale as *y* van de bouwconstructie.

4.3.3.5.2 Verticale component van de seismische belasting

Indien $a_{\mathrm{g;d;vert}}$ groter is dan 2,5 m/s^2, dan moet bij gebruikmaking van lineaire rekenmethoden de verticale component van de seismische belasting, zoals gedefinieerd in 3.2.2.2.2, in rekening worden gebracht voor de hieronder opgesomde elementen:

a) voor horizontale of bijna-horizontale constructieve elementen die 20 m of meer overspannen;

b) voor horizontale of bijna-horizontale uitkragende liggers langer dan 5 m;

c) voor horizontale of bijna-horizontale voorgespannen componenten;

d) voor liggers die kolommen dragen;

e) in bouwconstructies met seismische isolatie bij de fundering.

Indien het horizontale belastingseffect van de seismische belasting verwaarloosbaar is, dan mag de verticale component van de seismische belasting zijn vastgesteld op basis van een model dat een gedeelte van de bouwconstructie omvat, zijnde elementen van bovengenoemde opsomming, en dat rekening houdt met de stijfheid van de aangrenzende elementen.

Indien het horizontale belastingseffect van de seismische belasting niet verwaarloosbaar is, dan moet de bepalingsmethode als genoemd in 4.3.3.5.1 worden toegepast, uitgebreid naar alle drie de componenten van de seismische belasting. Als alternatief mag gebruik worden gemaakt van het belastingseffect voortvloeiend uit de drie uitdrukkingen (4.20) tot en met (4.22), waarbij het meest ongunstige moet worden aangehouden:

$$E_{\mathrm{Ed};x} \text{ ``+' } 0{,}30\, E_{\mathrm{Ed};y} \text{ `+' } 0{,}30\, E_{\mathrm{Ed};z} \tag{4.20}$$

$$0{,}30\, E_{\mathrm{Ed};x} \text{ `+' } E_{\mathrm{Ed};y} \text{ `+' } 0{,}30\, E_{\mathrm{Ed};z} \tag{4.21}$$

$$0{,}30\, E_{\mathrm{Ed};x} \text{ `+' } 0{,}30\, E_{\mathrm{Ed};y} \text{ `+' } E_{\mathrm{Ed};z} \tag{4.22}$$

waarin:

‘+’ betekent ‘te combineren met’;

$E_{\mathrm{Ed};x}$ is als gegeven in 4.3.3.5.1;

$E_{\mathrm{Ed};y}$ is als gegeven in 4.3.3.5.1;

$E_{\mathrm{Ed};z}$ de belastingseffecten die ontstaan door de verticale component van de rekenwaarde van de seismische belasting.

Indien een niet-lineaire push-over-berekening wordt uitgevoerd, dan kan de verticale component van de seismische belasting worden verwaarloosd.

4.3.4 Verplaatsingsberekening

Indien een lineaire berekening wordt uitgevoerd, dan moeten de verplaatsingen die het gevolg zijn van de rekenwaarde van de seismische belasting, worden berekend op basis van de elastische vervormingen van het constructieve systeem door middel van de vereenvoudigde uitdrukking (4.23):

$$d_{\mathrm{s}} = q_{\mathrm{d}} \times d_{\mathrm{e}} \tag{4.23}$$

waarin:

d_{s} is de verplaatsing van een punt in het constructieve systeem als gevolg van de rekenwaarde van de seismische belasting;

q_{d} is de gedragsfactor voor de verplaatsing die verondersteld is gelijk te zijn aan q, tenzij anders gespecificeerd;

d_{e} is de verplaatsing van hetzelfde punt van het constructieve systeem, zoals bepaald aan de hand van een lineaire berekening gebruikmakend van het ontwerpspectrum (zie 3.2.2.2.3).

Voor d_{s} hoeft geen grotere waarde te worden aangehouden dan de waarde afgeleid uit het elastisch spectrum.

Bij de bepalingen van de verplaatsingen d_e moeten de torsie-effecten van de seismische belasting in rekening worden gebracht.

In afwijking van het bovenstaande worden bij zowel een statische als een dynamische niet-lineaire berekening de verplaatsingen rechtstreeks afgeleid uit de berekening, zonder verdere aanpassing.

4.3.5 Niet-constructief element

Deze NPR geeft geen richtlijnen voor niet-constructieve elementen, als bedoeld in 1.4.2.10.

OPMERKING 1 Het losraken dan wel omvallen van bijvoorbeeld verlaagde plafonds en overige elementen in het plenum, kasten, enz. Kan leiden tot verwondingen bij gebruikers van een gebouw, maar wordt niet gezien als een constructieveiligheidsvraagstuk. Het verdient aanbeveling hier wel naar te kijken indien de kans op letsel te groot wordt geacht. In het bijzonder verdienen de aansluitingen van nutsvoorzieningen, zoals gas, water en electriciteit de aandacht.

OPMERKING 2 Voor het bepalen van de belastingen op niet-constructieve elementen wordt verwezen naar 4.3.5 van NEN-EN 1998-1.

4.4 Beoordeling van de constructieve veiligheid

4.4.1 Algemeen

Daar waar in deze NPR de nadruk wordt gelegd op de beoordeling van de grenstoestand NC, volgt bij overschrijding daarvan volledige of gedeeltelijke instorting. Beoordeling mag plaatsvinden via controle van doorsneden, elementen en de gehele constructie.

4.4.2 Uiterste grenstoestand

4.4.2.1 Algemeen

Aan de eis ten aanzien van niet bezwijken (NC, uiterste grenstoestand) bij de seismische ontwerpsituatie is voldaan indien aan de hierna beschreven voorwaarden betreffende de sterkte in de doorsnede, het voorkomen van brosse breuk, de stabiliteit van het gebouw, de sterkte van de horizontale schijfvormige elementen, de stabiliteit van de fundering en de sterkte van de verbindingen is voldaan.

4.4.2.2 Voorwaarden voor de weerstand

Alle constructieve elementen, met inbegrip van verbindingen, moeten voldoen aan:

$$E_d \leq R_d \qquad (4.27)$$

waarin:

E_d is de rekenwaarde van de belasting, in de seismische ontwerpsituatie (zie 6.4.3.4 van NEN-EN 1990), indien nodig met inbegrip van eventuele tweede-orde-effecten. Herverdeling van buigende momenten is toegestaan volgens NEN-EN 1992-1-1, NEN-EN 1993-1-1 en NEN-EN 1994-1-1;

R_d is de rekenwaarde van de weerstand van het element, berekend in overeenstemming met de regels die specifiek zijn voor het gebruikte materiaal, waarbij de karakteristieke waarden van materiaaleigenschappen f_k worden gedeeld door de partiële factor γ_m en de zo bepaalde weerstand van het element wordt gedeeld door de partiële factor γ_M, die in overeenstemming is met de mechanische modellen die betrekking hebben op het specifieke type constructief systeem, zoals beschreven in de hoofdstukken 5 tot en met 9 van deze NPR en in andere relevante delen van de Eurocodes, waarbij:

$$R_d = R\,\{ f_k / \gamma_m \} / \gamma_M \qquad (4.27a)$$

waarin:

γ_M is de partiële factor voor de weerstand van het element, zoals gegeven in tabellen 2.1 en 2.1 voor nieuwbouw respectievelijk verbouw en afkeuren;

γ_m is de partiële factor voor de materiaaleigenschappen, waarbij voor γ_m de waarde 1,0 kan worden aangehouden indien degradatie-effecten expliciet in rekening worden gebracht; indien degradatie-effecten niet expliciet in rekening worden gebracht, moeten de in de hoofdstukken 5 tot en met 9 beschreven waarden van γ_m worden aangehouden.

OPMERKING 1 De partiële factor voor de materiaaleigenschappen bij de bepaling van de weerstand van het element, γ_m, is niet bedoeld voor extra veiligheid maar om rekening te houden met de reductie in materiaalsterkte tijdens de aardbeving.

OPMERKING 2 In NEN-EN 1998-3 wordt, in tegenstelling tot NEN-EN 1998-1 en deze NPR, de weerstand van een constructie tegen de effecten van een aardbevingsbelasting beoordeeld door het toetsen van optredende verplaatsingen aan verplaatsingseisen. Ten tijde van het opstellen van deze NPR was nog onvoldoende inzicht beschikbaar in de constructieve veiligheid die met het toepassen van deze methoden wordt verkregen. Daarom zijn deze verplaatsingseisen nog niet overgenomen in deze NPR. Echter, indien de betrouwbaarheid van de constructieve veiligheid, bij het toepassen van een verplaatsingseis, voldoende is onderbouwd, wordt het toetsen van de verplaatsingen als een methode gezien die gelijkwaardig is aan de methode die in deze NPR is beschreven.

OPMERKING 3 De uitdrukking $R_d = R\{f_k / \gamma_m\} / \gamma_M$ komt overeen met uitdrukking (6.6) van NEN-EN 1990.

Er mag bij elastische verificatie (waarbij q = 1) worden volstaan met een veiligheidsfactor γ_M van 1,0.

Tweede-orde-effecten (P-Δ-effecten) hoeven niet in rekening te worden gebracht indien voor alle bouwlagen wordt voldaan aan de voorwaarde in uitdrukking (4.28):

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h} \leq 0{,}10 \tag{4.28}$$

waarin:

θ is de coëfficiënt voor de gevoeligheid voor de relatieve verplaatsing tussen bouwlagen;

P_{tot} is de massa op en boven de beschouwde bouwlaag in de seismische ontwerpsituatie;

d_r is de rekenwaarde van de relatieve verplaatsing tussen bouwlagen, gelijk aan het verschil van de gemiddelde laterale verplaatsingen d_s aan de boven- en onderzijde van de beschouwde bouwlaag;

V_{tot} is de totale seismische afschuifkracht van de bouwlaag;

h is de hoogte tussen de bouwlagen (hart-op-hart).

Indien $0{,}1 < \theta \leq 0{,}2$, dan kunnen de tweede-orde-effecten worden benaderd door de relevante seismische belastingseffecten te vermenigvuldigen met een factor gelijk aan $1/(1 - \theta)$.

De waarde van de coëfficiënt θ moet kleiner zijn dan of gelijk zijn aan 0,3.

Indien de rekenwaarde van de belastingseffecten E_d wordt bepaald door middel van een niet-lineaire rekenmethode (zie 4.3.3.4), dan mag uitdrukking (4.27) alleen worden toegepast voor brosse elementen.

Voor energie-dissipatieve zones van elementen die zijn ontworpen en gedetailleerd op ductiliteit, richt uitdrukking (4.27) zich op de vervormingen van het element (bijvoorbeeld: plastisch scharnier of aslijnrotaties), rekening houdend met materiaalgebonden partiële veiligheidsfactoren toe te passen op de vervormingscapaciteit van de elementen.

Bij aardbevingen hoeft niet op vermoeiing te worden gecontroleerd.

4.4.2.3 Globale en lokale ductiliteitsvoorwaarden

Gecontroleerd moet worden of de beschikbare ductiliteit voor zowel de bouwconstructie als onderdelen daarvan voldoende groot is. De benodigde ductiliteit hangt af van het gekozen systeem en de gedragsfactor (*q*).

Er moet worden voldaan aan specifieke materiaalgerelateerde eisen, zoals gedefinieerd in hoofdstuk 5 tot en met 9. Deze eisen gelden, voor zover aangegeven, met inbegrip van maatregelen met betrekking tot de capaciteitgerelateerde eisen met als doel om de hiërarchie van de weerstand te bepalen van de verscheidene constructieve elementen, die noodzakelijk is om de beoogde configuratie van plastische scharnieren te waarborgen en om brosse bezwijkmogelijkheden te vermijden.

In gebouwen met twee of meer bouwlagen moet de vorming van een plastisch mechanisme bij een zwakke bouwlaag worden voorkomen, omdat een dergelijk mechanisme mogelijk kan leiden tot buitengewone lokale ductiliteitseisen in de verticale dragende elementen van de zwakke bouwlaag. Tenzij anders gespecificeerd in de hoofdstukken 5 tot en met 9, moet, om aan deze eis te voldoen, aan de volgende voorwaarde zijn voldaan voor alle verbindingen met primaire of secundaire seismische liggers en primaire seismische verticale dragende elementen in raamwerkgebouwen met twee of meer bouwlagen:

$$\sum M_{\mathrm{Rc;d}} \geq 1{,}3 \sum M_{\mathrm{Rb;d}} \qquad (4.29)$$

waarin:

$\sum M_{\mathrm{Rc;d}}$ is de som van de rekenwaarden van het buigdraagvermogen van de verticale dragende elementen die samenkomen in de verbinding. De laagste waarde van het buigdraagvermogen van het verticale element binnen het interval van de verticale normaalkrachten die zich voordoen bij de seismische ontwerpsituatie, moet worden gebruikt in uitdrukking (4.29);

$\sum M_{\mathrm{Rb;d}}$ is de som van de ontwerpwaarden van het buigdraagvermogen van de liggers die samenkomen in de verbinding. Wanneer verbindingen met gereduceerd buigdraagvermogen worden gebruikt, moeten de maximaal hierbij optredende momenten in deze verbindingen in rekening worden gebracht bij de berekening van $\sum M_{\mathrm{Rb;d}}$.

OPMERKING Een rigoreuze interpretatie van uitdrukking (4.29) vereist de berekening van de momenten in het middelpunt van de verbinding. Deze momenten stemmen overeen met de rekenwaarden van het weerstandsmoment van de verticale dragende elementen of liggers ter plaatse van de buitenste zijden van de verbinding, plus een geschikt aandeel voor de momenten ten gevolge van afschuiving op de verbindingsvlakken. Echter, het verlies aan nauwkeurigheid is beperkt en de bereikte vereenvoudiging is aanzienlijk in geval vergroting van de respons als gevolg van afschuiving wordt verwaarloosd. Deze aanpak wordt acceptabel geacht.

De eis geformuleerd in uitdrukking (4.29) is van toepassing in de twee verticale vlakken waarin buigende momenten optreden, die, in gebouwen met loodrecht op elkaar gepositioneerde raamwerken, zijn gedefinieerd door deze twee richtingen. Aan de eis moet worden voldaan voor beide richtingen van de optredende belasting (positief en negatief) waarin liggermomenten optreden ter plaatse van de verbinding, met de momenten van de verticale dragende elementen altijd tegengesteld aan de liggermomenten. Indien het constructieve systeem een raamwerk of een vergelijkbaar systeem is in slechts een van de twee horizontale hoofdrichtingen van het constructieve systeem, dan moet aan de eis van uitdrukking (4.29) zijn voldaan voor alleen het verticale vlak door die richting.

Deze eis is niet van toepassing voor de bovenste bouwlaag van een gebouw met meerdere bouwlagen.

Aan de eis van uitdrukking (4.29) is voldaan indien aan de volgende voorwaarden is voldaan:

— de plastische mechanismen, vastgesteld gebruikmakend van de push-over-analyse, zijn toereikend,

— de eisen met betrekking tot zowel de globale, de tussen bouwlagen aanwezige en lokale ductiliteit en vervormingen voortvloeiend uit de push-over-analyse (met verschillende horizontale belastingspatronen), overschrijden niet de bijbehorende capaciteiten, en

— brosse elementen blijven in de elastische fase.

4.4.2.4 Stabiliteit van het gebouw

Het gebouw moet stabiel zijn bij de aardbevingsbelasting, zoals gespecificeerd in 6.4.3.4 van NEN-EN 1990. De stabiliteit ten aanzien van kantelen en glijden moet worden beschouwd in het kader van de mogelijke volledige instorting van het gebouw.

In bijzondere situaties mag de stabiliteit van het gebouw op basis van een energiebalans worden bepaald, of op basis van geometrisch niet-lineaire methoden waarbij de aardbevingsbelasting wordt gedefinieerd als aangegeven in 3.2.3.1.

4.4.2.5 Sterkte van de horizontale schijfvormige elementen

Schijven en schoorconstructies in de horizontale vlakken moeten de effecten ten gevolge van de seismische ontwerpbelasting met voldoende oversterkte kunnen overdragen op de systemen die weerstand bieden aan de zijdelingse belasting, waarmee ze in verbinding staan.

Hieraan wordt voldaan indien bij het bepalen van de belastingseffecten in de schijf, dan wel de schoorconstructie, bij de relevante weerstandsvergelijking de seismische belastingen zijn vermenigvuldigd met een belastingsfactor γ_d gelijk aan:

— γ_d = 1,3 voor bros bezwijkgedrag zoals bij afschuiving in schijven van beton;

— γ_d = 1,1 voor ductiel bezwijkgedrag.

4.4.2.6 Stabiliteit van de fundering

Het funderingssysteem moet voldoen aan hoofdstuk 5 van NEN-EN 1998-5 en NEN-EN 9997-1.

De belastingseffecten voor de funderingselementen moeten worden afgeleid op basis van capaciteitgerelateerde ontwerpoverwegingen, waarbij rekening wordt gehouden met de mogelijke ontwikkeling van oversterkte. Echter, deze waarden hoeven niet groter te zijn dan de belastingseffecten die overeenstemmen met de respons van de constructie onder de seismische ontwerpsituatie op basis van elastisch gedrag (q = 1,0). Verder zijn capaciteitgerelateerde overwegingen niet noodzakelijk indien:

1) de belastingseffecten voor de fundering niet bedoeld onder 2 zijn bepaald op basis van de gedragsfactor q die van toepassing is voor dissipatieve constructies;

2) voor funderingen van individuele verticale elementen (wanden of kolommen) de rekenwaarden van de belastingseffecten E_{Fd} op de funderingen als volgt zijn afgeleid:

$$E_{Fd} = E_{F;G} + \gamma_{Rd} \times \Omega \times E_{F;E} \qquad (4.30)$$

waarin:

γ_{Rd} is de oversterktefactor (1,0 voor $q \leq 3$, en 1,2 voor $q > 3$);

$E_{F;G}$ is het belastingseffect ten gevolge van de niet-seismische belastingen die deel uitmaken van de belastingscombinatie behorend bij de seismische ontwerpsituatie (zie 6.4.3.4 van NEN-EN 1990);

$E_{F;E}$ is het belastingseffect volgend uit de berekening van de seismische ontwerpbelasting;

Ω is de waarde van ($R_{d;i}$ / $E_{d;i}$) ≤ q van de dissipatieve zone of van het element i van de constructie met de grootste invloed op het beschouwde effect E_F;

waarin:

$R_{d;i}$ is de rekenwaarde van de weerstand van de zone of van het element i;

$E_{d;i}$ is de rekenwaarde van het belastingseffect op de zone of op het element i in de seismische ontwerpsituatie.

Met betrekking tot het vaststellen van de waarde van Ω geldt:

— Voor de funderingen van constructieve wanden of van kolommen van momentvaste raamwerken, is Ω de laagste waarde van de verhouding M_{Rd} / M_{Ed} in de twee loodrechte hoofdrichtingen op de laagste dwarsdoorsnede waar een plastisch scharnier zich kan ontwikkelen in het verticale element tijdens de seismische ontwerpsituatie.

— Voor de funderingen van kolommen van concentrisch geschoorde raamwerken, is Ω de minimumwaarde van de verhouding $N_{pl;Rd}$ / N_{Ed} over alle trekdiagonalen van het geschoorde raamwerk.

— Voor de funderingen van kolommen van excentrisch geschoorde raamwerken, is Ω het minimum van de volgende twee waarden: de minimumverhouding $V_{pl;Rd}$ / V_{Ed} voor alle korte seismische verbindingen en de minimumverhouding $M_{pl;Rd}$ / M_{Ed} voor alle intermediaire en lange verbindingen in het geschoorde raamwerk.

— Voor funderingen met meer dan één verticaal element (funderingsstroken, poeren, funderingsplaten, enz.) is de waarde van Ω gebruikt in uitdrukking (4.30) afgeleid voor het verticale element met de grootste horizontale dwarskracht in de seismische ontwerpsituatie, of, als alternatief, kan in uitdrukking (4.30) een waarde Ω = 1 worden gebruikt waarbij gelijktijdig de waarde van de oversterktefactor γ_{Rd} wordt verhoogd naar 1,4.

4.5 Toepassing trillingsisolatie

Door het gebouw via een trillingsisolatiesysteem met de fundering te verbinden kan ervoor worden gezorgd dat de bewegingen van de constructie sterk worden verminderd en geheel elastisch kunnen worden opgenomen (γ_x = 1). In hoofdstuk 10 van NEN-EN 1998-1 worden hiervoor nadere bepalingen gegeven.

OPMERKING Bepaling 10.3(2)P van NEN-EN 1998-1 bevat een nationaal in te vullen parameter (NDP), die voor Nederland hiermee op 1 is gesteld.

4.6 Beoordeling en maatregelen bestaande bouw, aanvullende bepalingen

4.6.1 Algemeen

Voor de beoordeling van bestaande bouw in het algemeen wordt verwezen naar NEN-EN 1998-3. Ten aanzien van de NDP's in NEN-EN 1998-3 geldt het volgende:

a) Alle bijlagen zijn informatief.

b) De definities voor de inspectieniveaus moeten worden aangehouden.

c) De beperking van ρ / ρ_{max} is niet van toepassing.

De rekenwaarde van de weerstand van een onderdeel van de bouwconstructie moet zijn bepaald als beschreven in 4.4.2.2.

De kennisfactoren als bedoeld in 3.3.1 van NEN-EN 1998-3 worden op 1,0 gesteld.

OPMERKING Datgene wat in NEN-EN 1998-3 met de kennisfactoren is beoogd, is in deze NPR op andere wijze verwerkt. Daarom wordt er niet gewerkt met de systematiek van de kennisfactoren en wordt voor alle kennisfactoren de getalwaarde 1,0 aangehouden.

4.6.2 Beoordeling van een individueel bestaand gebouw

Voor het vaststellen van de aardbevingsbestendigheid van individuele gebouwen moet een berekening worden uitgevoerd met een van de methoden in deze NPR. Ten behoeve van een dergelijke berekening is het noodzakelijk om te beschikken over informatie over het gebouw. Bijlage A geeft een inspectieprotocol, waarin wordt beschreven welke informatie van gebouwen op welke wijze kan worden verzameld.

4.6.3 Beoordeling van een groep bestaande gebouwen

Voor het vaststellen van de aardbevingsbestendigheid van een groep gebouwen en de prioritering van te nemen maatregelen, moet worden vastgesteld welke gebouwen gedetailleerd onderzoek behoeven en/of welke gebouwen versterkingsmaatregelen behoeven. Voor de prioritering van de aanpak kan gebruik worden gemaakt van een op veiligheidsrisico’s gebaseerde prioriteringsstrategie. Bijlage C van deze NPR geeft hiervoor een mogelijke invulling.

4.6.4 Mogelijke maatregelen voor bestaande gebouwen

De volgende te nemen maatregelen, voortvloeiend uit een constructieve risicoanalyse van bestaande gebouwen, kunnen worden onderscheiden (oplopend naar complexiteit en impact):

a) reductie van risico’s door versterking van schoorstenen en dergelijke;

b) koppelen van vloeren aan wanden;

c) verbeteren van schijfwerking in constructies;

d) versterken van bestaande wanden;

e) verplaatsen dan wel toevoegen van verstijvende wanden;

f) versterken van de fundering;

g) sloop, eventueel aangevuld door vervangende nieuwbouw.

OPMERKING 1 Elk van deze maatregelen behoort binnen de kaders van deze NPR te worden beschouwd.

OPMERKING 2 In bijlage B zijn enkele handreikingen opgenomen ten aanzien van algemeen inzetbare en direct uitvoerbare versterkingsmaatregelen.

5 Specifieke regels voor betonconstructies

5.1 Nieuwbouw

5.1.1 Algemeen

Bepalingen van hoofdstuk 5 van NEN-EN 1998-1 die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Bepaling	**Onderwerp**
5.2.1(5)P	Geografische beperkingen voor het gebruik van ductiliteitsklassen voor gebouwen van beton
5.2.2.2(10)	q_o-waarde voor gebouwen van beton indien een speciaal kwaliteitsborgingsplan van toepassing is
5.2.4(3)	Partiële factoren voor materialen voor gebouwen van beton voor het seismisch ontwerp
5.4.3.5.2(1)	Minimumdwarskrachtwapening voor wanden
5.8.2(3)	Minimumafmetingen van de doorsnede van funderingsbalken
5.8.2(4)	Minimumdikte en minimumwapeningspercentage van funderingsplaten
5.8.2(5)	Minimumwapeningspercentage van funderingsbalken
5.11.1.3.2(3)	Ductiliteitsklasse van elementen van geprefabriceerd beton
5.11.1.4(1)	Reductiefactoren k_p voor q-factoren voor constructies van geprefabriceerd beton
5.11.1.5(2)	Seismische belasting tijdens de montage van geprefabriceerde constructies
5.11.3.4(7)e	Minimumpercentage langswapening in verticale voegen tussen geprefabriceerde wandelelementen

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van hoofdstuk 5 van NEN-EN 1998-1 het hieronder bepaalde van toepassing is. Het nummer van de desbetreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

NEN-EN 1998-1 5.2.1 Energie-dissipatiecapaciteit en ductiliteitsklassen

(5)P Ductiliteitsklassen DCM en DCH mogen overal worden toegepast. Voor te bouwen constructies mogen, in het geval $a_{g;d}$ groter is dan 0,2 g, uitsluitend constructies worden toegepast die voldoen aan de eisen behorende bij de ductiliteitsklassen DCM en DCH.

NEN-EN 1998-1 5.2.2.2 Gedragsfactoren voor horizontale seismische belastingen

(1) De gedragsfactor q kan ook worden bepaald door een push-over-berekening volgens 5.1.2 uit te voeren.

(10) De q_o-factoren mogen niet worden verhoogd indien een speciaal kwaliteitsborgingsplan van toepassing is.

NEN-EN 1998-1 5.2.4 Toetsing van de constructieve veiligheid

(3) De waarden van γ_m volgens 4.4.2.2 van deze NPR (γ_C en γ_S in NEN-EN 1992-1-1) moeten aan tabel 5.1 van deze NPR zijn ontleend.

Tabel 5.1 — Partiële factoren voor materialen voor uiterste grenstoestanden

Ontwerpsituaties	γ_m (γ_C) **voor beton** [-]	γ_m (γ_S) **voor betonstaal** [-]	γ_m (γ_S) **voor voorspanstaal** [-]
Seismisch	1,5	1,15	1,1

OPMERKING De partiële factoren zijn mede bedoeld om, zoals in 4.4.2.2 is beschreven, rekening te houden met degradatie van de sterkte als gevolg van cyclische vervormingen volgens de aanbeveling in 5.2.4(3) van NEN-EN 1998-1.

NEN-EN 1998-1 5.4.3.5.2 Dwarskrachtweerstand

(1) De waarde van $\rho_{w;min}$ moet gelijk aan 0,002 A_c zijn genomen.

OPMERKING De waarde van $\rho_{w;min}$ is gelijk genomen aan de aanbevolen waarde in 9.6.2(1) van NEN-EN 1992-1-1 en is daarmee hoger dan de waarde in 9.6.2(1) van de nationale bijlage van NEN-EN 1992-1-1.

NEN-EN 1998-1 5.8.2 Verbindingsbalken en funderingsbalken

(3) De waarde van $b_{w;min}$ moet gelijk zijn genomen aan 0,25 m.

De waarde van $h_{w;min}$ moet gelijk zijn genomen aan 0,4 m voor gebouwen met maximaal drie bouwlagen boven het maaiveld.

De waarde van $h_{w;min}$ moet gelijk zijn genomen aan 0,5 m voor gebouwen met meer dan drie bouwlagen boven het maaiveld.

(4) De waarde van t_{min} moet gelijk zijn genomen aan 0,2 m.

De waarde van $\rho_{s;min}$ moet gelijk zijn genomen aan 0,2 %.

(5) De waarde van $\rho_{b;min}$ moet gelijk zijn genomen aan 0,4 %.

NEN-EN 1998-1 5.11.1.3.2 Energie-dissipatie

(3) Voor te bouwen gebouwen van geprefabriceerd beton mogen, in het geval $a_{g;d}$ groter is dan 0,2 g, uitsluitend constructies worden toegepast die voldoen aan de eisen behorende bij de ductiliteitsklassen DCM en DCH.

OPMERKING Het gestelde bij 5.2.1(5)P van NEN-EN 1998-1 is dus onverkort van toepassing op constructies van geprefabriceerd beton.

NEN-EN 1998-1 5.11.1.4 Gedragsfactoren

(3) De waarde van k_p moet gelijk zijn genomen aan 1,0 voor constructies met verbindingen volgens 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2 of 5.11.2.1.3 van NEN-EN 1998-1.

De waarde van k_p moet gelijk zijn genomen aan 0,5 voor constructies met andere verbindingen.

NEN-EN 1998-1 5.11.1.5 Toetsing van de montagefase

(2) De waarde van A_p moet gelijk zijn genomen aan 30 %.

NEN-EN 1998-1 5.11.3.4 Geprefabriceerde wanden met verdiepingshoge elementen

(7) De waarde van $\rho_{c,min}$ moet gelijk zijn genomen aan 1 %.

5.1.2 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Push-over-berekening

Push-over-berekeningen moeten zijn uitgevoerd overeenkomstig 4.3.3.4.2 van NEN-EN 1998-1. Hierbij moeten ten minste de twee in 4.3.3.4.2.2 van NEN-EN 1998-1 beschreven verdelingen van de horizontale belastingen worden beschouwd. De daarbij aan te houden verticale belastingen volgen uit de in 3.2.4 van deze NPR voorgeschreven belastingscombinatie. De berekeningen behoren te resulteren in een beschrijving van het verband tussen de totale horizontale belasting en de verplaatsingen van de verdiepingsvloeren.

Bij niet-lineaire push-over-berekeningen wordt in het algemeen het vervormingsgedrag van de betonconstructie beschreven vanuit de interactie tussen normaalkracht, moment en kromming. Bij het beschrijven van deze relatie moet rekening worden gehouden met de gevolgen van de aanwezige detaillering voor de vervormingscapaciteit van de constructie.

De maximale vervormingscapaciteit wordt gevonden indien aan een van de volgende voorwaarden wordt voldaan:

- in een doorsnede van de betonconstructie is de maximale vervorming van het beton onder druk gelijk aan de grenswaarde van de betonstuik 0,0035,
- in een doorsnede van de betonconstructie is de maximale rekvervorming van het betonstaal of het voorspanstaal gelijk aan de rek bij maximale belasting ε_{uk},
- in een doorsnede van de betonconstructie wordt de karakteristieke dwarskrachtcapaciteit bepaald volgens 6.2 van NEN-EN 1992-1-1 overschreden,
- er treedt instabiliteit op, of
- de weerstand van de constructie is afgenomen tot 80 % van de maximaal gevonden weerstand.

5.1.3 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Materiaaleigenschappen

Voor de bepaling van de krachtsverdeling ten gevolge van de belastingscombinatie met aardbevingsbelasting mag bij de toepassing van niet-lineaire methoden volgens 4.3.3.4 van NEN-EN 1998-1 zijn uitgegaan van gemiddelde materiaaleigenschappen voor het beton en het staal.

De gemiddelde materiaaleigenschappen voor beton mogen zijn ontleend aan tabel 3.1 van NEN-EN 1992-1-1, waarbij voor de spanning-rekrelatie van beton onder druk mag worden uitgegaan van 3.1.5 van NEN-EN 1992-1-1. Aan de trekzijde mag deze spanning-rekrelatie worden uitgebreid met een lineaire tak tot een spanning van $^2/_3 \times f_{ctm}$, gevolgd door een lineaire trek-softeningtak tot een rek van 0,1 %.

OPMERKING Met de beschreven trek-softeningtak wordt in het algemeen een voldoende nauwkeurige moment-krommingsrelatie verkregen voor gewapende doorsneden die op buiging (en normaaldrukkracht) worden belast. De rek van 0,1 % aan het einde van de trek-softeningtak is ontleend aan CUR-rapport 94-13.

De gemiddelde materiaaleigenschappen voor betonstaal mogen worden ontleend aan een spanning-rekrelatie van betonstaal volgens het geschematiseerde diagram in 3.2.7 van NEN-EN 1992-1-1, met de volgende modificaties:

- een eerste tak tot een spanning $1,1 \times f_{yk}$ met een bijbehorende rek van $1,1 \times f_{yk} / E_s$;

— een hellende bovenste tak tot een spanning 1,1 × k × f_{yk} met een bijbehorende rek ε_{uk} waarbij:

$$k = (f_t / f_y) \tag{5.1}$$

5.1.4 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Berekeningsmethoden

OPMERKING 1 De gehele tekst van deze paragraaf is informatief, en is daarom opgenomen in opmerking 2.

OPMERKING 2 Bij het toetsen van betonconstructies kan onderscheid worden gemaakt tussen twee typen constructies:

Type A een constructie waarbij de momentcapaciteit van de elementen bepalend is voor het draagvermogen;

Type B een constructie waarbij de dwarskrachtcapaciteit van de elementen bepalend is voor het draagvermogen.

Voor het toetsen van constructietype A mag de volgende berekeningsprocedure worden aangehouden:

— Uitvoeren van niet-lineaire push-over-berekeningen volgens 5.1.2 van deze NPR.

— Transformeren van de berekeningsresultaten volgens bijlage B van NEN-EN 1998-1 bij beide belastingsverdelingen tot een één-massa-veersysteem waarvan T*, d_m* en d_y* bekend zijn. Hieruit volgen de verplaatsingsductiliteit μ en de gedragfactor q:

$$\mu = \frac{d_m^*}{d_y^*} \tag{5.2}$$

$$q = \sqrt{2\mu - 1} \tag{5.3}$$

— Als alternatief voor de voorgaande twee stappen kan bij constructies waarbij wordt voldaan aan de voorwaarden voor DCM of DCH, q worden ontleend aan tabel 5.1 van NEN-EN 1998-1.

— Bepalen van de dynamische vergrotingsfactor met het ontwerpspectrum volgens 3.2.2.2.3 van deze NPR voor beide belastingsverdelingen. Hieruit volgt de maatgevende, maximale dynamische vergrotingsfactor.

— Bepalen van de maximale equivalente laterale aardbevingsbelasting uit de dynamische vergrotingsfactor, de piekgrondversnelling en de massa’s van de beschouwde constructie. De verdeling van de horizontale belasting moet zijn bepaald volgens 4.3.3.2.3 van NEN-EN 1998-1.

— Toetsen van de capaciteit van de betonconstructie volgens NEN-EN 1992-1-1 bij de belastingscombinatie volgens 6.4.3.4 van NEN-EN 1990.

Voor het toetsen van constructietype B mag de volgende berekeningsprocedure worden aangehouden:

— Bepalen van de eigenfrequentie van de constructie, waarbij afhankelijk van de mate waarin scheurvorming zal optreden wordt uitgegaan van de ongescheurde stijfheid, of volgens 9.4(3) van NEN-EN 1998-1 wordt uitgegaan van de helft van de ongescheurde stijfheid.

— Indien wordt voldaan aan de voorwaarden voor DCM of DCH kan de gedragsfactor q worden ontleend aan tabel 5.1 van NEN-EN 1998-1. Indien niet wordt voldaan aan de voorwaarden voor DCM en DCH, kan q gelijk worden genomen aan de q die volgens tabel 9.1 van deze NPR van toepassing is voor een ongewapende steenconstuctie.

— Bepalen van de maximale equivalente laterale aardbevingsbelasting uit de dynamische vergrotingsfactor, de piekgrondversnelling en de massa’s van de beschouwde constructie. De verdeling van de horizontale belasting moet zijn bepaald volgens 4.3.3.2.3 van NEN-EN 1998-1.

— Toetsen van de capaciteit van de constructie volgens NEN-EN 1992-1-1 bij de belastingscombinatie volgens 6.4.3.4 van NEN-EN 1990.

Opgemerkt wordt dat het uitvoeren van een niet-lineaire push-over-berekening alleen nuttig is, indien het waarschijnlijk is dat hiermee een hogere waarde voor de gedragsfactor q kan worden gevonden dan de waarden die in tabel 5.1 van NEN-EN 1998-1 zijn gegeven. Een hogere waarde voor q zal vooral kunnen worden gevonden in constructies waarbij de momentcapaciteit bepalend is en waarbij N_{Ed} / ($A_b \times f_{cd}$) relatief klein is.

5.2 Verbouw

Voor het beoordelen van betonconstructies bij verbouw gelden de methoden die zijn beschreven in 5.1. Daar waar sprake is van bestaande betonconstructies, kunnen de eigenschappen worden ontleend aan 5.3.2. Nadere aanwijzingen voor het versterken van betonconstructies zijn opgenomen in bijlage B van deze NPR en bijlage A van NEN-EN 1998-3.

5.3 Beoordeling bestaande bouw

5.3.1 Algemeen

Voor het beoordelen van bestaande betonconstructies gelden de methoden die zijn beschreven in 5.1.

5.3.2 Materiaaleigenschappen

Voor het beoordelen van de constructieve veiligheid van bestaande betonconstructies moet gebruik worden gemaakt van NEN 8700.

OPMERKING In de diverse voorgangers van NEN-EN 1992-1-1 zijn andere kwaliteitsaanduidingen voor beton en betonstaal gebruikt. In bijlage 3 van SBRCURnet publicatie 248 (tweede herziene uitgave) zijn tabellen opgenomen waarin een conversie is opgenomen van deze oude kwaliteitsaanduidingen naar aanduidingen en/of beschrijvingen die bij gebruik van NEN-EN 1992-1-1 kunnen worden toegepast.

6 Specifieke regels voor staalconstructies

6.1 Nieuwbouw

Bepalingen van hoofdstuk 6 van NEN-EN 1998-1 die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Bepaling	Onderwerp
6.1.2(1)P	Bovengrens voor de *q*-waarde voor laag-dissipatief constructiegedrag
6.1.3.(1)P	Partiële factoren voor materialen voor gebouwen van staal voor het seismisch ontwerp
6.2(3)	Factor voor het in rekening brengen van de oversterkte van het materiaal staal ten behoeve van het capaciteitsontwerp van gebouwen van staal
6.2(7)	Informatie over hoe NEN-EN 1993-1-10 mag worden gebruikt bij het seismisch ontwerp
6.5.5(7)	Verwijzing naar aanvullende regels voor geaccepteerd ontwerp van verbindingen [2)]
6.7.4(2)	Na-kritische weerstand van op druk belaste diagonalen in stalen raamwerken met V-verbanden

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van hoofdstuk 6 van NEN-EN 1998-1 het hieronder bepaalde van toepassing is. Het nummer van de desbetreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

NEN-EN 1998-1 6.1.2 Ontwerpconcepten

(1)P De bovengrens voor de *q*-waarde voor laag-dissipatief constructiegedrag moet worden gesteld op 1,5.

Voor nieuw te bouwen constructies mogen in het toepassingsgebied van deze NPR uitsluitend de ductiliteitsklassen DCM en DCH worden toegepast.

Een bestaande constructie mag zijn ingedeeld in ductiliteitsklasse DCL.

NEN-EN 1998-1 6.1.3 Toetsing van de constructieve veiligheid

(1)P Om de mogelijke degradatie door wisselend deformeren van staal in rekening te brengen moet de partiële factor voor staal γ_m = 1,00 worden gebruikt.

OPMERKING 1 Er is geen gevaar voor degradatie door wisselend deformeren van staal bij de in deze NPR bedoelde aardbevingen, waardoor γ_m = 1,00 mag worden aangehouden.

OPMERKING 2 In NEN-EN 1993-1-1 is γ_m zoals gebruikt in deze NPR aangeduid als γ_M.

NEN-EN 1998-1 6.2 Materialen

(3) Voor de factor γ_{ov} voor het in rekening brengen van de oversterkte van het materiaal staal moet de waarde γ_{ov} = 1,25 worden gebruikt.

---

2) Dit is een rechtstreekse vertaling uit het Engels. Een betere tekst in het Engels zou zijn: ‘Reference to complementary rules for joint design.’ Joint is volgens NEN-EN 1993-1-8.

(7) Ten aanzien van het gebruik van NEN-EN 1993-1-10 bij het maken van een seismisch ontwerp is geen nadere informatie gegeven.

NEN-EN 1998-1 6.5.5 Ontwerpregels voor verbindingen in dissipatieve zones

(7) Er is geen nadere informatie gegeven.

OPMERKING Voor het ontwerpen van verbindingen in dissipatieve zones wordt verwezen naar ECCS Publicatie Nr. 131/2013 *Assessment of EC8 Provisions for seismic design of steel structures* hoofdstuk 4 *Design rules for connections in dissipative zones*.

NEN-EN 1998-1 6.7.4 Liggers en kolommen

(2) Voor de factor γ_{pb}, voor het in rekening brengen van de na-kritische weerstand van een op druk belaste diagonaal in een stalen raamwerk met V-verbanden, mag niet meer dan onderstaande waarde in rekening worden gebracht:

$$\gamma_{pb} = 0{,}5 \times \frac{N_{b;Rd}}{N_{pl;Rd}} \quad (6.1)$$

waarin:

γ_{pb} is de factor voor de benadering van de sterkte nadat knik is opgetreden in diagonalen die op druk worden belast;

$N_{b;Rd}$ is de rekenwaarde van de knikweerstand van de op druk belaste diagonaal, berekend volgens 6.3.1 van NEN-EN 1993-1-1;

$N_{pl;Rd}$ is de ontwerpsterkte van de diagonaal.

6.2 Verbouw

Bij verbouw geldt 6.1. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in tabel 2.2 van deze NPR. Voorts wordt verwezen naar bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

6.3 Beoordeling bestaande bouw

Bij de beoordeling van een bestaand gebouw geldt 6.1. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in tabel 2.2 van deze NPR en de waarden uit NEN 8700. Voorts wordt verwezen naar bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

7 Specifieke regels voor staal-beton-constructies

7.1 Nieuwbouw

Bepalingen van hoofdstuk 7 van NEN-EN 1998-1 die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Bepaling	Onderwerp
7.1.2(1)P	Bovengrens voor de *q*-waarde voor laag-dissipatief constructiegedrag
7.1.3(1)P	Partiële factoren voor materialen voor gebouwen van staal-beton voor het seismische ontwerp
7.1.3(3)	Partiële factoren voor materialen voor gebouwen van staal-beton voor het seismische ontwerp
7.1.3(4)	Factor voor het in rekening brengen van de oversterkte van het materiaal staal ten behoeve van het capaciteitsontwerp van gebouwen van staal-beton
7.7.2(4)	Reductiefactor voor de stijfheid van het betongedeelte van een doorsnede van een staal-betonkolom

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van hoofdstuk 7 van NEN-EN 1998-1 het hieronder bepaalde van toepassing is. Het nummer van de desbetreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

NEN-EN 1998-1 7.1.2 Ontwerpconcepten

(1)P De bovengrens voor laag-dissipatief constructiegedrag moet worden gesteld op 1,5.

Voor nieuw te bouwen constructies mogen in de het toepassingsgebied van deze NPR uitsluitend de ductiliteitsklassen DCM en DCH worden toegepast.

Een bestaande constructie mag zijn ingedeeld in ductiliteitsklasse DCL.

NEN-EN 1998-1 7.1.3 Toetsing van de constructieve veiligheid

(1, 3)P Voor beton, betonstaal en voorspanstaal moeten de waarden van γ_m volgens 4.4.2.2 van deze NPR (γ_C en γ_S in NEN-EN 1994-1-1) worden ontleend aan tabel 7.1 van deze NPR.

Tabel 7.1 — Partiële factoren voor materialen voor uiterste grenstoestanden

Ontwerpsituaties	γ_m (γ_C) voor beton [-]	γ_m (γ_S) voor betonstaal [-]	γ_m (γ_S) voor voorspanstaal [-]
Seismisch	1,5	1,15	1,1

OPMERKING 1 De partiële factoren voor de seismische situatie zijn gelijkgesteld aan de partiële factoren voor blijvende en tijdelijke situaties om rekening te houden met de reductie in sterkte als gevolg van cyclische vervormingen volgens de aanbeveling in 5.2.4(1) en 6.1.3(1)P.

Om de mogelijke degradatie door wisselend deformeren van staal in rekening te brengen moet de partiële factor voor staal γ_m = 1,00 worden gebruikt.

OPMERKING 2 Er is geen gevaar voor degradatie door wisselend deformeren van staal-beton bij de in deze NPR bedoelde aardbevingen, waardoor γ_m = 1,00 mag worden aangehouden.

OPMERKING 3 In NEN-EN 1994-1-1 is γ_m zoals gebruikt in deze NPR aangeduid als γ_M.

(4) Voor de factor γ_{ov} voor het in rekening brengen van de oversterkte van het materiaal staal moet de waarde γ_{ov} = 1,25 worden gebruikt.

NEN-EN 1998-1 7.7.2 Analyse

(4) Voor de reductiefactor *r* voor de stijfheid van het betongedeelte van een doorsnede van een staal-betonkolom moet een waarde van *r* = 0,5 worden aangehouden

7.2 Verbouw

Bij verbouw geldt 7.1. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in tabel 2.2 van deze NPR. Voorts wordt verwezen naar bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

7.3 Beoordeling bestaande bouw

Bij de beoordeling van een bestaand gebouw geldt 7.1. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in tabel 2.2 van deze NPR en de waarden uit NEN 8700. Voorts wordt verwezen naar bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

8 Specifieke regels voor houtconstructies

8.0 Algemeen

Aardbevingen zijn zeer kort durende belastingen waarop het materiaal hout relatief sterk en stijf reageert. In verband daarmee worden de in NEN-EN 338 en NEN-EN 14080 gegeven *E*-moduli $E_{0,mean}$ en $E_{0,05}$ met 1,1 vermenigvuldigd. Voor de in rekening te brengen modificatiefactoren gelden de waarden uit tabel 3.1 van NEN-EN 1995-1-1, behorend bij de belastingsduurklasse ‘zeer kort’.

Voor constructies ingedeeld in de ductiliteitsklassen DCM of DCH wordt een materiaalfactor γ_m = 1,0 toegepast.

OPMERKING 1 In 8.6 van NEN-EN 1998-1 wordt γ_m zoals gebruikt in deze NPR aangeduid als γ_M.

Indien sprake is van DCL gelden, volgens 8.6 van NEN-EN 1998-1, de in NEN-EN 1995-1-1 aangegeven materiaalfactoren die horen bij de fundamentele belastingscombinaties.

De waarden voor γ_M zijn in 4.4.2.2 van deze NPR gegeven.

Hout is een licht materiaal. Daardoor moeten er verticale koppelingen aanwezig zijn voor het opnemen van de horizontale seismische belastingen (voorkomen van kantelen).

OPMERKING 2 Deze koppelingen zijn ook benodigd om horizontale windbelastingen op te kunnen nemen.

Indien hout wordt belast zal het uiteindelijk bros dan wel taai bezwijken, zoals gegeven in tabel 8.1 van deze NPR.

Tabel 8.1 — Bezwijkgedrag van hout

Belasting	**Bezwijkgedrag**	**Uitwerking**
Buiging	Bros	Ongunstig
Afschuiving	Bros	Ongunstig
Druk (zowel evenwijdig aan als loodrecht op de vezel)	Taai	Gunstig
Trek (zowel evenwijdig aan als loodrecht op de vezel)	Bros	Ongunstig

Vaak zijn in houtconstructies verbindingen noodzakelijk. Verbindingen in hout zullen bij belasten uiteindelijk bros dan wel taai bezwijken, zoals gegeven in tabel 8.2 van deze NPR. Indien deze verbindingen elementen verbinden die dusdanig worden belast dat deze elementen bros zouden bezwijken, dan moeten de verbindingen potentieel taai zijn en zo worden ontworpen dat deze maatgevend zijn. Dit wordt bewerkstelligd door de materiaaleigenschappen voor bros bezwijkende onderdelen, bijvoorbeeld elementen als liggers, te bepalen met de materiaalfactor γ_m = 1,5. Verbindingen die niet voldoen aan de voorwaarden met betrekking tot de dikte van de houten elementen, volgens tabel 8.2, moeten worden aangemerkt als bros bezwijkend.

OPMERKING 3 Bovenstaande heeft tot gevolg, dat in constructies in de ductiliteitsklassen DCM en DCH de bros bezwijkende elementen een (aanzienlijke) overcapaciteit te zien geven terwijl dit in ductiliteitsklasse DCL minder het geval is.

Tabel 8.2 — Bezwijkgedrag van houtverbindingen

Type verbinding [a]	**Bezwijkgedrag**
Gelijmde verbindingen	Bros
Ringdeuvels	Bros
Kramplaten	Taai
Hout-op-houtverbindingen met stiftvormige verbindingsmiddelen, waarbij de dikte van de houten delen voldoet aan: $t \geq 1{,}4 \times d \times \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}$	Taai
Enkelzijdige of dubbelzijdige staal-op-hout-verbindingen met een ***dunne*** staalplaat, waarbij de dikte van het hout voldoet aan: $t \geq 1{,}4 \times d \times \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}$	Taai
Enkelzijdige of dubbelzijdige staal-op-hout-verbindingen met een ***dikke*** staalplaat, waarbij de dikte van het hout voldoet aan: $t \geq 1{,}65 \times d \times \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}$	Taai
Staal-in-hout-verbindingen met ***een*** enkele inwendige staalplaat, waarbij de totale houtdikte voldoet aan: $t \geq \left(1{,}65 \times d \times \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}\right) + t_s$	Taai
Staal-in-hout-verbindingen met ***twee of meer*** inwendige staalplaten, waarbij de totale houtdikte voldoet aan: $t \geq \left((n+1) \times 1{,}65 \times d \times \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}\right) + t_s \times n$	Taai
Timmermansverbindingen met als maatgevend bezwijkmechanisme:	
– Indrukking	Taai
– Trek	Bros
– Afschuiving	Bros

[a] In deze tabel hebben de gebruikte symbolen de volgende betekenis:

- t houtdikte [mm]
- f_y materiaalvloeigrens van het stiftvormige verbindingsmiddel [N/mm^2]
- f_h stuiksterkte van het hout [N/mm^2]
- t_s staalplaatdikte [mm]
- d diameter van het stiftvormige verbindingsmiddel [mm]
- n aantal inwendige staalplaten [-]

Verbindingen met twee of meer bouten/deuvels waarbij de diameter *d* voldoet aan het gestelde in uitdrukking (8.1), moeten loodrecht op de vezel worden gewapend met voldraadse schroeven (één per bout/deuvel).

$$6 \leq d \leq 12 \quad (8.1)$$

waarin:

d is de diameter van de bout of deuvel, in mm.

Verbindingen met veel draadnagels (meer dan 10 draadnagels achter elkaar in de vezelrichting), vertonen niet per definitie taai bezwijkgedrag. Het is van belang deze verbindingen te controleren op schijf- en blokafschuiving volgens bijlage A van NEN-EN 1995-1-1. Indien schijf- en blokafschuiving maatgevend is, moet de verbinding, toegepast in bijvoorbeeld de verankeringen, worden ontworpen met $\gamma_m = 1,6$ om bros bezwijken te voorkomen.

OPMERKING 4 In $\gamma_m = 1,6$ is de vereiste oversterkte verwerkt.

8.1 Nieuwbouw

8.1.1 Algemeen

Bepalingen van hoofdstuk 8 van NEN-EN 1998-1 die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Bepaling	**Onderwerp**
8.3(1) – tabel 8.1	Ductiliteitsklassen voor houten gebouwen

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van hoofdstuk 8 van NEN-EN 1998-1 het hieronder bepaalde van toepassing is. Het nummer van de desbetreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

NEN-EN 1998-1 8.3 Ductiliteitsklassen en gedragsfactoren

(1)P Voor nieuw te bouwen constructies wordt ervan uitgegaan dat uitsluitend gebouwen die in de ductiliteitsklassen DCM en DCH kunnen worden ingeschaald, worden toegepast.

In tabel 8.3 van deze NPR zijn de overeenstemmende bovengrenswaarden van de gedragsfactoren *q* aangeduid. Deze tabel is slechts geldig als volgens tabel 8.2 de verbindingen als taai zijn aan te merken.

OPMERKING 1 De in de tabellen 8.3 en 8.4 van deze NPR aangegeven waarden voor *q* mogen worden vermenigvuldigd met de waarde volgens 3.2.2.4.

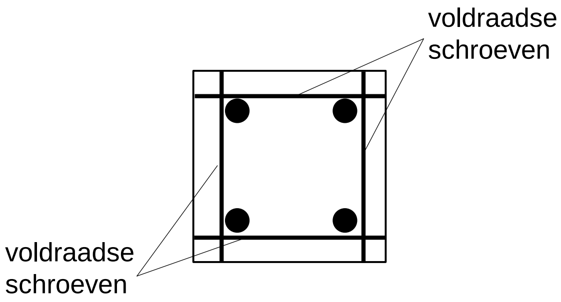
Tabel 8.3 — Ductiliteitsklassen met voorbeelden

Constructie	*q*	Voorbeelden
DCM	2	Gelijmde panelen, vastgezet met nagels en bouten [a] Genagelde wandpanelen met genagelde, geniete, of geschroefde wandschijven van gipsvezelplaat (houtskeletbouw) Vakwerken met deuvels en bouten Constructies met portalen met niet-dragende geboute, genagelde of geschroefde ‘infill frames’ [b] Mits gewapend, verbindingen voorzien van polyurethaan ingelijmde draadeinden [c]
DCH	3	Genagelde wandpanelen met genagelde, geniete of geschroefde wandschijven van triplex of spaanplaat of OSB (houtskeletbouw) Vakwerken met draadnagels [d] Portalen waarbij de verbindingen zijn gerealiseerd met DVW en buizen [e] Portalen met gedeuvelde en geboute verbindingen, mits met voldoende slankheid als bedoeld in tabel 8.2 en gewapend

[a] Hier worden panelen bedoeld die op zich met lijmverbindingen (inherent bros) zijn gemaakt en met mechanische verbindingsmiddelen (potentieel taai) in/op een (hoofd)draagconstructie worden vastgezet (voorbeelden: CLT-panelen, gelijmde ‘stressed skin‘-panelen).

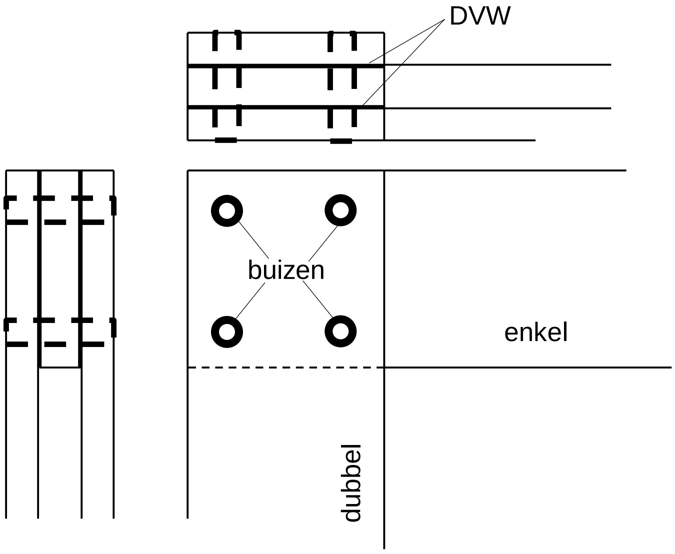
[b] Het betreft hier allerlei drie-scharnier-spanten (statisch bepaald) en twee-scharnier-spanten (statisch onbepaald) waarbij de niet-dragende ‘infill frames’ tijdens de aardbevingsbelastingen een bijdrage aan de stabiliteit leveren.

[c] Verbindingen met ingelijmde draadeinden bezwijken over het algemeen bros. Indien de draadeinden worden ingelijmd met hiervoor geëigende lijm op PU-basis, is het brosse karakter minder in vergelijking tot verbindingen voorzien van met epoxy ingelijmde draadeinden. Echter, het brosse karakter wordt pas echt verminderd door het toevoegen van wapening volgens de volgende figuur, waarin een verbinding met vier ingelijmde draadeinden ‘gewapend’ met voldraadse schroeven is aangegeven.



[d] Geprefabriceerde vakwerken met draadnagels, bijvoorbeeld spanten gerealiseerd met nagelplaten, bezwijken uitermate bros doordat bezwijken meestal optreedt ten gevolge van het overschrijden van de treksterkte loodrecht op de houtvezel (geringe belaste randafstand). Voor dit soort vakwerken geldt dat q = 1,5.

[e] Portaalhoeken gerealiseerd met deze verbinding, waarvan het principe in de volgende figuur is weergegeven, vertonen een taai bezwijkgedrag mits de karakteristieke sterkte van de houten elementen aanzienlijk (ca. 150 %) groter is dan de sterkte van de verbinding (de zogenoemde ‘oversterkte’, die aan de brosse elementen moet worden toegekend).



OPMERKING 2 Gedragsfactoren kunnen ook worden bepaald met een niet-lineaire push-over-analyse waarbij de gemiddelde materiaaleigenschappen worden gebruikt. Voor een gemiddelde waarde van een materiaaleigenschap kan 1,5 maal de karakteristieke waarde worden aangehouden. Wellicht ten overvloede: in de uiteindelijk toetsing worden de karakteristieke materiaaleigenschappen met de bijbehorende materiaalfactoren betrokken.

Er mag worden aangenomen dat, met gebruikmaking van de in tabel 8.3 van deze NPR gegeven bepalingen, voor stabiliteitswanden bestaande uit regelwerk van houtskeletbouw voorzien van houtachtige beplating de aangegeven ductiliteitsklassen worden gehaald, mits de aangegeven stiftvormige verbindingsmiddelen (nagels, deuvels, bouten, nieten, schroeven) voldoen aan alle drie de volgende voorwaarden:

a) de houten onderdelen zijn dikker dan de in tabel 8.2 aangegeven waarden,

b) de diameter van deuvels of bouten is $d \leq 12$ mm in geval van staal-op-hout- (verankering) en hout-op-houtverbindingen, van nagels of nieten is $d \leq 3,1$ mm in geval van plaat-op-houtverbindingen (bevestiging beplating), van schroeven is $d_{nom} \leq 4,0$ mm in geval van plaat-op-houtverbindingen (bevestiging beplating), en

c) de onderlinge afstand tussen de verbindingsmiddelen in de vezelrichting is voor draadnagels, schroeven en nieten groter dan of gelijk aan $20d$ met een minimum van 50 mm, en voor bouten of deuvels groter dan of gelijk aan $7d$.

Indien voor deuvels en bouten niet aan de voorwaarden a en c is voldaan (bijvoorbeeld indien de minimumafstanden geëist volgens NEN-EN 1995-1-1 zijn toegepast) moet de waarde voor *q* worden gereduceerd tot de in tabel 8.4 van deze NPR aangegeven waarde.

Tabel 8.4 — Gereduceerde ductiliteitsklasse voor statisch bepaalde portalen met gedeuvelde en geboute verbindingen

Constructie	***q***
DCM	2,5

Aangezien hout dat op buiging en trek, en in mindere mate op afschuiving, wordt belast bros bezwijkgedrag vertoont, zijn de verbindingen van essentieel belang voor de energiedissipatie. Vandaar dat de energiedissipatie wordt gelokaliseerd in de verbindingen, terwijl de houten elementen als elastisch worden beschouwd.

OPMERKING 3 De ductiliteitsklassen worden in hoofdzaak bepaald door de wijze waarop de elementen met elkaar zijn verbonden.

OPMERKING 4 Verbindingen met mechanische verbindingsmiddelen, uitgezonderd ring- en/of plaatdeuvels, vertonen taai bezwijkgedrag en dragen daardoor bij aan de energiedissipatie.

OPMERKING 5 Constructies met op essentiële punten verbindingen met ring- en/of plaatdeuvels kunnen niet in de ductiliteitsklassen DCM dan wel DCH worden ingedeeld. Na het aanbrengen van ‘wapening’ loodrecht op de houtvezel (veelal met voldraadse schroeven), zie bijlage B van deze NPR, is dit wel mogelijk.

OPMERKING 6 Gelijmde verbindingen vertonen bros bezwijkgedrag en dragen daardoor niet bij aan de energiedissipatie.

OPMERKING 7 Timmermansverbindingen vertonen uitsluitend taai bezwijkgedrag indien zij op druk worden belast. Tijdens een aardbeving zal dit niet (uitsluitend) het geval zijn, waardoor versterking (wapening) met mechanische verbindingsmiddelen (veelal voldraadse schroeven) noodzakelijk is teneinde in DCM en DCH geclassificeerde constructies te kunnen realiseren; zie bijlage B van deze NPR. Indien afschuiving in deze verbindingen maatgevend is, is voldoende taaiheid aanwezig indien na het invoeren van een aanvullende factor van 1,3 is voldaan aan het sterktecriterium; zie 8.6(5) van NEN-EN 1998-1.

Indien het gebouw onregelmatig is in hoogte, zie figuur 4.1, moet q worden vermenigvuldigd met 0,8. Hierbij geldt een minimumondergrens voor de uitkomst van 1,5 volgens (8.2):

$$\min(1{,}5;\ 0{,}8 \times q) \qquad (8.2)$$

De ductiliteitsklasse kan verschillend zijn in de verschillende richtingen (bijvoorbeeld een hal met parallelle spanten valt door de wijze van belasten van de spantconstructie in de klasse DCL, terwijl de constructie in langsrichting tot een DCH-classificering aanleiding geeft). De twee richtingen moeten in dat geval in overeenstemming met de bij de richting horende ductiliteitsklasse worden beoordeeld.

OPMERKING 8 Aangezien DCL niet geschikt is voor nieuwbouw, behoren maatregelen te worden genomen om DCL in DCM of DCH te wijzigen.

8.1.2 Aanvullende bepalingen voor stalen verbindingsmiddelen

Alle stalen elementen moeten voldoen aan de relevante eisen in NEN-EN 1993.

Het materiaal voor de mechanische verbindingsmiddelen, het staal, moet een vloeigrens vertonen en mag niet bros breken indien de verbinding waarvan het verbindingsmiddel onderdeel uitmaakt met drie volledige cycli wordt belast.

Bouten en deuvels moeten in passende gaten worden geplaatst.

8.1.3 Aanvullende bepalingen voor plaatmateriaal (stabiliteitsvoorziening)

In de analyse mag het plaatmateriaal, dat een functie vervult in de stabiliteitsvoorziening, als volledig stijf worden verondersteld indien wordt voldaan aan het onderstaande en in aanvulling daarop voor specifieke toepassingen aan het gestelde in tabel 8.5 van deze NPR:

$$\min(1{,}5;\ 0{,}8 \times q) \qquad (8.3)$$

waarin:

l is de de kleinste afstand (hart-op-hart) tussen de stijlen/regels die het plaatmateriaal ondersteunen, in mm;

t is de plaatdikte, in mm.

OPMERKING In dit geval worden de horizontale verplaatsingen nagenoeg volledig door de slip in de verbindingen bepaald.

Tabel 8.5 — Voorwaarden voor toepassing in stabiliteitswanden of vloeren

Onderdeel	Voorwaarde
Spaanplaat	Karakteristieke volumieke massa $m_k \geq 600$ kg/m^3 en plaatdikte $t \geq 13$ mm
OSB	Karakteristieke volumieke massa $m_k \geq 550$ kg/m^3 en plaatdikte $t \geq 13$ mm
Triplex	Plaatdikte $t \geq 9$ mm
Gipsvezelplaat	Plaatdikte $t \geq 12{,}5$ mm
Andere plaatmaterialen [a]	Op basis van nader onderzoek moet de *q*-factor worden vastgesteld
Wand en vloerschijven	De factor 1,5 in 9.2.3.2(4) van NEN-EN 1995-1-1, en de factor 1,2 in 9.2.4.2(5) van NEN-EN 1995-1-1, mogen bij een verificatie in relatie tot aardbevingen niet worden toegepast
Plaatranden	Alle plaatranden moeten zijn ondersteund

[a] Een voorbeeld van een dergelijk plaatmateriaal is gipskartonplaat

8.1.4 Aanvullende bepalingen ten aanzien van berekeningen

Voor het toetsen van een houtconstructie op aardbevingsbelastingen wordt voor het bepalen van de belasting het in 3.2.2 van deze NPR gegeven horizontale elastische responsspectrum gebruikt. Na analyse van de laagste eigenfrequentie van de constructie wordt een equivalente statische horizontale belasting bepaald. Indien twee onafhankelijk geachte loodrechte richtingen worden beschouwd moeten de aldus bepaalde belastingen volgens 4.3.3.5.2 van deze NPR worden gecombineerd.

Berekeningsgang:

a) Voor het bepalen van de laagste eigenfrequentie wordt een van de in 4.3.3.2.1 van NEN-EN 1998-1 voorgestelde methoden gebruikt.

   OPMERKING Geadviseerd wordt de methode Rayleigh toe te passen, die is gebaseerd op het principe potentiële + kinetische energie = constant.

b) De gedragsfactor *q* wordt ontleend aan tabel 8.3 van deze NPR dan wel tabel 8.4 van deze NPR (vermenigvuldigd met de in 3.2.2.4 van deze NPR aangegeven waarde).

c) Bepalen van de maximale horizontale statisch equivalente aardbevingsbelasting met behulp van uitdrukking (4.5) van deze NPR. De massa wordt over de verschillende bouwlagen verdeeld volgens uitdrukking (4.10) van deze NPR.

8.2 Verbouw

Bij verbouw geldt 8.1 van deze NPR met uitzondering van de tabellen 8.3 en 8.4 van deze NPR. Bestaande gebouwen mogen voor de analyse worden ingedeeld in ductiliteitsklasse DCL met q = 1,5. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in tabel 2.2 van deze NPR. Voorts wordt verwezen naar bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

8.3 Beoordeling bestaande bouw

8.3.1 Algemeen

Bij de beoordeling van een bestaand gebouw geldt 8.1 van deze NPR met uitzondering van de tabellen 8.3 en 8.4. van deze NPR. Bestaande bouw mag voor de analyse worden ingedeeld in ductiliteitsklasse DCL met q = 1,5. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in tabel 2.2 van deze NPR en de waarden uit NEN 8700. Voorts wordt verwezen naar bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3, voor zover niet strijdig met deze NPR.

OPMERKING In het geval van bestaande houtconstructies zal in een aantal gevallen niet aan de eisen gesteld aan nieuwbouw worden voldaan. Dit is in relatie tot aardbevingen vaak het gevolg van het feit dat geen rekening is gehouden met het ontstaan van (grote) trekspanningen loodrecht op de houtvezel en afschuiving.

8.3.2 Berekeningsgang

Voor verschillende constructies zal de berekeningsgang verschillend zijn. In bijlage B is voor een aantal in de praktijk veel voorkomende constructies de berekeningsgang en het te bereiken eindresultaat weergegeven.

OPMERKING In een aantal gevallen zal door het aanbrengen van versterkingen (wapening loodrecht op de houtvezel door middel van voldraadse schroeven) de ductiliteitsklasse wijzigen van DCL naar DCM. Uit 8.1 van deze NPR volgt dat voor nieuwbouw de ductiliteitsklasse door het aanbrengen van deze wapening kan wijzigen van DCL naar DCH. Er wordt verondersteld dat bij het proces van het aanbrengen van de wapening achteraf deze verhoging in ductiliteit niet zal worden gehaald en de versterkte constructie niet hoger dan in DCM kan worden ingedeeld.

9 Specifieke regels voor steenconstructies

9.1 Nieuwbouw

9.1.1 Algemeen

Bepalingen van hoofdstuk 9 van NEN-EN 1998-1 die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Bepaling	**Onderwerp**
9.2.1(1)	Soort metselstenen met voldoende robuustheid
9.2.2(1)	Minimumsterkte van metselstenen
9.2.3(1)	Minimumsterkte van mortel
9.2.4(1)	Uitvoering van de stootvoegen
9.3(2)	Voorwaarden voor het gebruik van ongewapend metselwerk dat alleen voldoet aan de eisen van NEN-EN 1996
9.3(2)	Minimale effectieve dikte van ongewapende metselwerkwanden die alleen voldoen aan de eisen van NEN-EN 1996
9.3(3)	Maximumwaarde van de piekgrondversnelling bij het gebruik van ongewapend metselwerk dat voldoet aan de eisen van NEN-EN 1998-1-1
9.3(4) Tabel 9.1	Waarden voor *q*-factoren in gebouwen met steenconstructies
9.3(4) Tabel 9.1	Waarden voor *q*-factoren in gebouwen met steenconstructies die een verbeterde ductiliteit verzorgen
9.5.1(5)	Geometrische voorwaarden voor gemetselde stabiliteitswanden
9.6(3)	Partiële factoren voor de materiaaleigenschappen in de ontwerpsituatie in geval van een aardbeving
9.7.2(1)	Maximaal aantal bouwlagen en minimumoppervlakte van stabiliteitswanden bij ‘gebouwen met eenvoudige steenconstructies’
9.7.2(2)b	Minimale breedte-lengteverhouding van de plattegrond bij ‘gebouwen met eenvoudige steenconstructies’
9.7.2(2)c	Maximale vloeroppervlakte van een sparing in de plattegrond bij ‘gebouwen met eenvoudige steenconstructies’
9.7.2(5)	Maximaal verschil in massa en wandoppervlakte tussen aansluitende bouwlagen van ‘gebouwen met eenvoudige steenconstructies’

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van hoofdstuk 9 van NEN-EN 1998-1 het hieronder bepaalde van toepassing is. Het nummer van de desbetreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

NEN-EN 1998-1 9.2.1 Typen metselwerkstenen

(1) Indien het metselwerk is vervaardigd met stenen die volgens tabel 3.1 van NEN-EN 1996-1-1 zijn ingedeeld in groep 1 of groep 2, mag zijn aangenomen dat aan hetgeen gesteld is in (1) van 9.2.1 van NEN-EN 1998-1 is voldaan.

NEN-EN 1998-1 9.2.2 Minimale sterkte van de metselstenen

(1) De waarde voor $f_{b;min}$ moet gelijk zijn genomen aan 5 N/mm²
De waarde voor $f_{bh;min}$ moet gelijk zijn genomen aan 2 N/mm²

NEN-EN 1998-1 9.2.3 Mortel

(1) Bij ongewapend en ingesloten metselwerk moet de waarde voor $f_{m;min}$ gelijk zijn genomen aan 5 N/mm². Bij gewapend metselwerk moet de waarde voor $f_{m;min}$ gelijk zijn genomen aan 10 N/mm².

NEN-EN 1998-1 9.2.4 Metselwerkverband

(1) De uitvoeringswijzen a en b van de stootvoegen zijn toegelaten.

NEN-EN 1998-1 9.3 Uitvoeringsmethoden en gedragsfactoren

(2) Constructies vervaardigd van metselwerk die alleen voldoen aan hetgeen is gesteld in de NEN-EN 1996-reeks en niet aan de aanvullende eisen in NEN-EN 1998-1, mogen uitsluitend zijn beschouwd als constructies die weerstand bieden tegen aardbevingsbelastingen indien wordt voldaan aan de eisen in 9.5.1 van NEN-EN 1998-1.

(3) Er is geen waarde voor $a_{g,urm}$ gegeven.

OPMERKING Een bovengrens voor $a_{g,urm}$ hoeft niet te zijn aangehouden, indien het ontwerp en de toets volgens deze NPR worden uitgevoerd. Hierbij behoort naast de algehele stabiliteit ook de stabiliteit van wanden uit het vlak en de aansluitingen van de wanden met de vloeren te worden getoetst.

(4) De waarde voor de gedragsfactor q moet zijn ontleend aan tabel 9.1 van deze NPR.

Tabel 9.1 — Waarden voor de gedragsfactor *q*

<table>
<tr><th>Uitvoeringsmethode</th><th colspan="2">q-factor</th></tr>
<tr><td>Bij het gebruik van ongewapend metselwerk dat alleen voldoet aan de eisen van NEN-EN 1996-1-1</td><td colspan="2">$q = 1,5$</td></tr>
<tr><td>Bij het gebruik van ongewapend metselwerk dat voldoet aan de eisen van NEN-EN 1998-1</td><td>$\alpha \leq 0,08$
$0,08 < \alpha \leq 0,23$
$0,23 < \alpha$</td><td>$q = 2,0$
$q = 2,28 - 3,4\alpha$
$q = 1,50$</td></tr>
<tr><td>Bij ingesloten metselwerk</td><td colspan="2">$q = 2,0$</td></tr>
<tr><td>Bij gewapend metselwerk</td><td colspan="2">$q = 2,5$</td></tr>
<tr><td colspan="3">waarin:

$\alpha = N_{Ed} /(l\ t\ f_d)$
N_{Ed} is de rekenwaarde van de normaaldrukkracht in de wand;
l is de lengte van de metselwerkwand;
t is dikte van de metselwerkwand;
f_d is de karakteristieke waarde van de druksterkte van het metselwerk volgens NEN-EN-1996-1-1.</td></tr>
</table>

Hogere waarden voor de gedragsfactor q kunnen zijn verkregen door het uitvoeren van een niet-lineaire push-over-analyse. Zie hiervoor 9.1.2 van deze NPR.

NEN-EN 1998-1 9.4 Constructieve berekening

(4) OPMERKING De constructieve bijdrage van borstweringen kan teniet zijn gedaan door eventuele dilatatievoegen en/of scheurvorming.

NEN-EN 1998-1 9.5 Uitgangspunten voor het ontwerp en de berekening en uitvoeringsregels

NEN-EN 1998-1 9.5.1 Algemeen

(2) Bij afwezigheid van ankers moet zijn aangetoond dat sprake is van een constructieve samenwerking tussen de wanden en de vloerschijf. Er is sprake van een goede samenwerking indien de dwarskrachtcapaciteit van de aansluiting tussen een wand en de vloerschijf, bepaald volgens 6.2 van NEN-EN 1996-1-1 waarbij f_{vko} gelijk aan 0 is gesteld, groter is dan of gelijk is aan de rekenwaarde van de dwarskracht in de aansluiting.

(5) De waarden voor $t_{ef;min}$, $(h_{ef} / t_{ef})_{max}$ en $(l / h)_{min}$ hoeven niet te zijn getoetst aan tabel 9.2 van NEN-EN 1998-1. In plaats daarvan moet worden aangetoond dat de wanden die worden beschouwd als primair of secundair seismisch element, in staat zijn de effecten van de aardbevingsbelasting in de richting loodrecht op hun vlak te weerstaan. Dit kan worden gedaan door niet-lineaire tijdsdomeinberekening waarbij in de schematisering onder andere rekening is gehouden met de feitelijke randvoorwaarden en de in NEN-EN 1996-1-1 voorgeschreven initiële excentriciteiten (zie ook bijlage F).

Als alternatief voor deze methode kan met NEN-EN 1996-1-1 worden getoetst of de wand voldoende capaciteit heeft om een equivalente belasting in de richting loodrecht op het vlak van de wand op te kunnen nemen. De rekenwaarde van deze belasting volgt uit de volgende vergelijking:

$$p_d = S_e \times m \qquad (9.1)$$

waarin:

p_d is de rekenwaarde van de statisch equivalente belasting in de richting loodrecht op het vlak van de wand;

S_e is de waarde van het ontwerpspectrum;

m is de massa van de wand.

De waarden voor T en q voor verschillende configuraties van dragende wanden met een hoogte van 2,4 m tot 2,7 m, benodigd voor het bepalen van de waarde voor S_e, kunnen worden ontleend aan tabel 9.2.

OPMERKING In tabel 9.2 zijn voor de verschillende configuraties, naast T en q, ook waarden gegeven voor S_{Rd} en $a_{g;R;norm}$. De variabele S_{Rd} beschrijft de uiterste opneembare waarde van het ontwerpspectrum die volgt uit een toets van de desbetreffende wand volgens NEN-EN 1996-1-1. De variabele $a_{g;R;norm}$ beschrijft de uiterste opneembare waarde van $a_{g;ref} \times k_{ag}$ in het geval van normale bodemcondities.
Voor wanden met een hoogte van 2,6 m die uitsluitend aan de boven- en onderzijde in horizontale richting zijn gesteund en mogen worden beoordeeld op grond van gevolgklasse CC1, zijn in tabel 9.2 waarden opgenomen van $a_{g;d}$ die door de wanden nog kunnen worden weerstaan. Bij wanden die aan meer dan twee zijden worden gesteund, zou een hogere waarde kunnen worden gevonden voor de piekgrondversnelling, die nog juist kan worden opgenomen door een toets van de weerstand tegen p_d volgens NEN-EN 1996-1-1 uit te voeren.

Tabel 9.2 — Waarden voor T, q, S_{Rd} en $a_{g;R;norm}$ bij verschillende wandconfiguraties

Wandtype	**Wanddikte *t*** [mm]	**Benuttings-graad α** [a]	***T*** [s]	***q*** [-]	**S_{Rd}** [*g*]	**$a_{g;R;norm}$** [*g*]
Tussenwanden [c]	100	0,02	0,080	5.39	0,196	0,28
		0,03	0,074	4.69	0,295	0,48
		0,04	0,068	4.35	0,393	[b]
	120	0,01	0,081	6,46	0,165	0,24
		0,02	0,066	5,53	0,295	0,50
		0,05	0,055	4,10	0,595	[b]
	150	0,02	0,053	5,47	0,491	[b]
Eindwanden [d]	100	0,02	0,171	2,66	0,118	0,07
		0,05	0,152	2,21	0,189	0,11
		0,10	0,129	2,05	0,153	0,07
		0,15	0,113	2,00	0,000	0,00
	120	0,02	0,145	2,62	0,227	0,18
		0,05	0,127	2,03	0,453	0,39
		0,07	0,119	2,00	0,553	0,62
		0,10	0,110	2,06	0,651	[b]
	150	0,01	0,121	2,49	0,201	0,14
		0,02	0,116	2,71	0,384	0,47
		0,05	0,100	2,23	0,845	[b]
	175	0,02	0,104	2,79	0,536	[b]

Wandtype	**Wanddikte *t*** [mm]	**Benuttings-graad α** [a]	***T*** [s]	***q*** [-]	**S_{Rd}** [*g*]	**$a_{g;R;norm}$** [*g*]
Dragende binnenbladen van spouwmuren [e]	100	0,02	0,240	2,66	0,060	0,03
		0,05	0,214	2,21	0,096	0,04
		0,10	0,181	2,05	0,077	0,03
		0,15	0,158	2,00	0,000	0,00
	120	0,02	0,195	2,62	0,125	0,08
		0,05	0,171	2,03	0,251	0,14
		0,10	0,148	2,06	0,359	0,25
		0,20	0,116	2,00	0,367	0,27
	150	0,01	0,156	2,49	0,122	0,07
		0,02	0,149	2,71	0,233	0,20
		0,05	0,128	2,23	0,512	0,61
	175	0,02	0,129	2,79	0,345	0,40
		0,05	0,111	2,21	0,748	[b]

[a] De definitie van α is beschreven in tabel 9.1. Voor het beperkte toepassingsgebied van deze kolom wordt verwezen naar de opmerking voorafgaand aan deze tabel.

[b] De waarde van $a_{g;R;norm}$ is groter dan 0,68 *g.*

[c] Tussenwanden zijn wanden waarop een doorgaande vloer is opgelegd of waarbij aan weerszijden van de wand een vloer is opgelegd.

[d] Eindwanden zijn wanden waarbij aan één zijde een vloer is opgelegd en die niet met spouwankers zijn verbonden aan een buitenblad. Een voorbeeld van een eindwand is een blad van een ankerloze spouwmuur die als woningscheidende wand is toegepast.

[e] Dragende binnenbladen van spouwmuren zijn constructief vergelijkbaar met eindwanden, echter met het verschil dat ze zijn verbonden met een buitenblad. Bij de bepaling van de equivalente belasting moet bij binnenbladen ook de massa van het buitenblad worden beschouwd.

OPMERKING 1 Voor tussenliggende waarden mag worden geïnterpoleerd.

OPMERKING 2 Voor afwijkende configuraties van metselwerkwanden en benuttingsgraden kan de waarde van S_{Rd} worden berekend volgens de methode vermeld in het achtergrondrapport *Notitie 2-12-2015, NPR 9998 – Metselwerkwanden belast uit het vlak* [27], met f_{x1} = 0.

OPMERKING 3 Voor wanden met een dikte groter dan de in de tabel aangegeven dikten geldt dat de waarde van $a_{g;R;norm}$ groter is dan 0,68 *g*.

NEN-EN 1998-1 9.6 Toetsing van de constructieve veiligheid

(3) De waarden van γ_m en γ_s voor de ontwerpsituatie in geval van een aardbeving zijn gelijk aan respectievelijk 1,5 en 1,0.

OPMERKING De hier beschreven partiële factoren zijn bedoeld om, zoals in 4.4.2.2 is beschreven, het degradatie-effect als gevolg van cyclische vervormingen tijdens een aardbeving in rekening te brengen volgens de aanbeveling in 9.4(3) van NEN-EN 1998-1.

NEN-EN 1998-1 9.7 Regels voor gebouwen met een eenvoudige steenconstructie

NEN-EN 1998-1 9.7.2 Regels

(1) De minimaal aanwezige doorsnedeoppervlakte van de stabiliteitswanden, uitgedrukt als percentage $p_{A;min}$ van de vloeroppervlakte per bouwlaag die benodigd is bij een n aantal bouwlagen, mag zijn ontleend aan tabel 9.3 van NEN-EN 1998-1.

(2) De waarde van λ_{min} is 0,25. De waarde voor p_{max} = 15 %

(5) De waarden van $\Delta_{m;max}$ en $\Delta_{A;max}$ zijn beide 20 %

9.1.2 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Push-over-berekening

Push-over-berekeningen moeten zijn uitgevoerd overeenkomstig 4.3.3.4.2 van NEN-EN 1998-1. Hierbij moeten ten minste de twee in 4.3.3.4.2.2 van NEN-EN 1998-1 beschreven verdelingen van de horizontale belastingen worden beschouwd. De daarbij aan te houden verticale belastingen volgen uit de in 3.2.4 van deze NPR voorgeschreven belastingscombinatie. De berekeningen behoren te resulteren in een beschrijving van het verband tussen de totale horizontale belasting en de verplaatsingen van de verdiepingsvloeren.

De maximale vervormingscapaciteit wordt gevonden indien aan een van de volgende voorwaarden wordt voldaan:

— in een doorsnede van het metselwerk is de maximale vervorming onder druk gelijk aan de grenswaarde voor de uiterste stuik van het metselwerk 0,0035,

— er treedt instabiliteit op,

— in een constructie-element wordt de karakteristieke waarde van de dwarskrachtcapaciteit bepaald volgens NEN-EN 1996-1-1 overschreden, of

— de weerstand van de constructie is afgenomen tot 80 % van de maximaal gevonden weerstand.

9.1.3 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Materiaaleigenschappen

De materiaaleigenschappen voor metselwerk moeten zijn bepaald volgens NEN-EN 1996-1-1.

Voor de gemiddelde druksterkte van metselwerk f_{mm} mag zijn aangenomen:

$$f_{mm} = 1{,}5\, f_k \qquad (9.2)$$

waarin:

f_k is de karakteristieke druksterkte van het metselwerk, bepaald volgens 3.6.1 van NEN-EN 1996-1-1.

Bij het uitvoeren van niet-lineaire push-over-berekeningen, zoals beschreven in 9.1.2 van deze NPR, kan voor de verhouding tussen de drukspanning en de rek van het metselwerk worden uitgegaan van de uitdrukkingen (9.3) en (9.4):

a) Voor metselwerk met stenen van groep 1

$$\sigma(\varepsilon) = \left[1-\left(1-\frac{\varepsilon}{0{,}0035}\right)^2\right] \times f_{mm} \text{ indien } \varepsilon \geq 0 \text{ en } \varepsilon \leq 0{,}0035 \qquad (9.3)$$

$\sigma(\varepsilon) = 0$ voor andere waarden van ε

b) Voor metselwerk met stenen van groep 2

$$\sigma(\varepsilon) = \frac{\varepsilon}{0{,}002} f_{mm} \text{ als } \varepsilon \geq 0 \text{ en } \varepsilon \leq 0{,}002 \qquad (9.4)$$

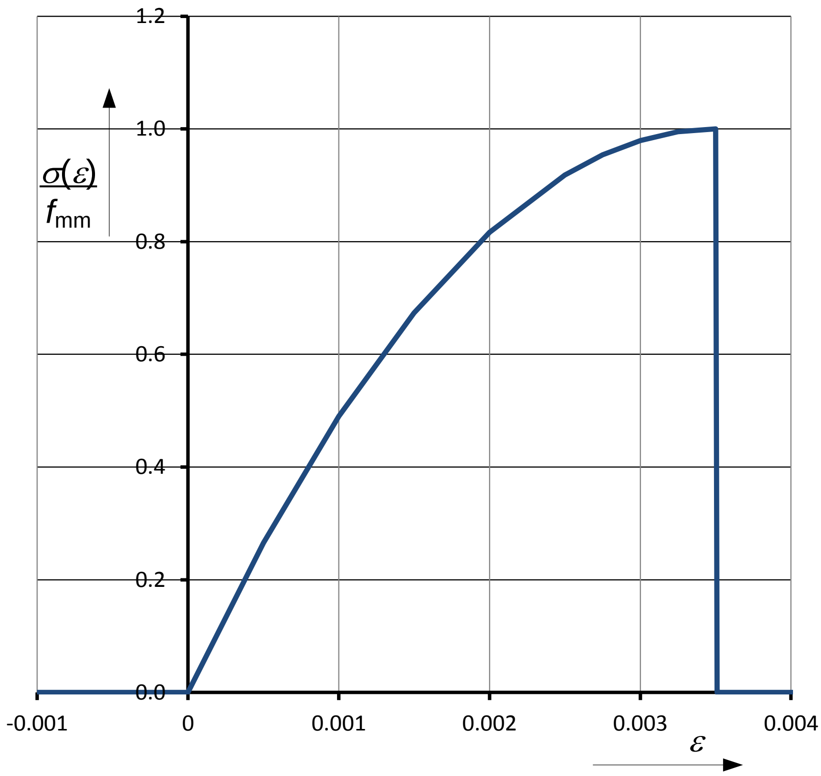
waarin:

$\sigma(\varepsilon)$ is de drukspanning in het metselwerk;

ε is de rek van het metselwerk, positief bij verkorting;

f_{mm} is de gemiddelde druksterkte van metselwerk.

De verhouding tussen de drukspanning in het metselwerk en de verkorting van het metselwerk vervaardigd met stenen van groep 1, als bedoeld in NEN-EN 1996-1-1, is gegeven in figuur 9.1 van deze NPR.



Figuur 9.1 — Spanning-rekrelatie voor metselwerk met stenen van groep 1

De gemiddelde glijdingsmodulus volgt uit:

$$G_{mm} = \frac{E_{mm}}{2(1+\nu)} \qquad (9.5)$$

waarbij:

$$E_{mm} = 700\ f_{mm} \tag{9.6}$$

waarin:

ν is de dwarscontractiecoëfficiënt, gelijk aan 0,2;

f_{mm} is de gemiddelde druksterkte van metselwerk;

E_{mm} is de gemiddelde elasticiteitsmodulus.

9.1.4 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Berekeningsmethoden

OPMERKING 1 De gehele tekst van deze paragraaf is informatief, en is daarom opgenomen in opmerking 2.

OPMERKING 2 Bij het toetsen van steenconstructies kan onderscheid worden gemaakt tussen twee constructietypen:

A Een constructie waarbij de momentcapaciteit van de wanden bepalend is voor de capaciteit;
B Een constructie waarbij de dwarskrachtcapaciteit van de wanden bepalend is voor de capaciteit.

Voor het toetsen van constructietype A wordt de volgende berekeningsgang voorgesteld:

— Uitvoeren van niet-lineaire push-over-berekeningen volgens 9.1.2 van deze NPR.

— Transformeren van de berekeningsresultaten volgens bijlage B van NEN-EN 1998-1 bij beide belastingsverdelingen tot een één-massa-veersysteem waarvan T^*, d_m^* en d_y^* bekend zijn. Hieruit volgen de verplaatsingsductiliteit μ en de gedragsfactor q:

$$\mu = \frac{d_m^*}{d_y^*} \tag{9.7}$$

$$q = \sqrt{2\mu - 1} \tag{9.8}$$

— Bepalen van de dynamische vergrotingsfactor met het ontwerpspectrum volgens 3.2.2.2.3 van deze NPR voor beide belastingsverdelingen. Hieruit volgt de maatgevende, maximale dynamische vergrotingsfactor.

— Bepalen van de maximale equivalente laterale aardbevingsbelasting uit de dynamische vergrotingsfactor, de piekgrondversnelling en de massa's van de beschouwde constructie. De verdeling van de horizontale belasting behoort te zijn bepaald volgens 4.3.3.2.3 van NEN-EN 1998-1.

— Toetsen van de capaciteit van de steenconstructie volgens NEN-EN 1996-1-1 en NPR 9096-1-1 bij de belastingscombinatie volgens 6.4.3.4 van NEN-EN 1990.

Voor het toetsen van constructietype B wordt de volgende berekeningsgang voorgesteld:

— Bepalen van de eigenfrequentie van de constructie, waarbij afhankelijk van de mate waarin scheurvorming zal optreden wordt uitgegaan van de ongescheurde stijfheid, of volgens 9.4(3) van NEN-EN 1998-1 wordt uitgegaan van de helft van de ongescheurde stijfheid.

— De gedragsfactor q wordt ontleend aan tabel 9.1 van deze NPR.

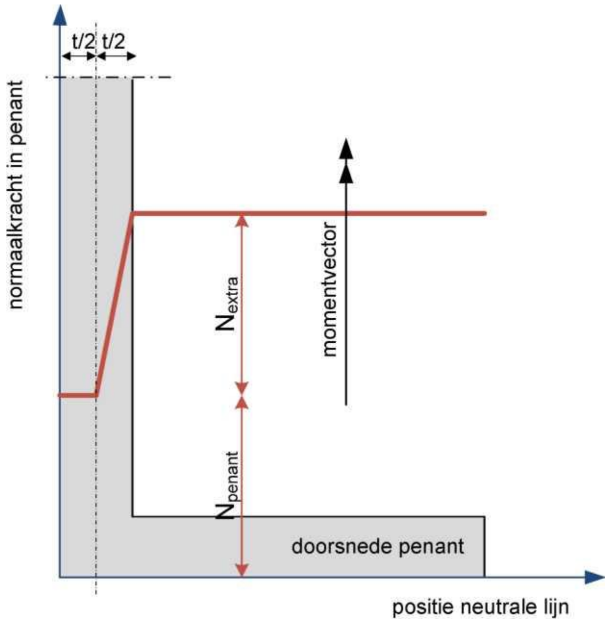
— Bepalen van de maximale equivalente laterale aardbevingsbelasting uit de dynamische vergrotingsfactor, de piekgrondversnelling en de massa's van de beschouwde constructie. De verdeling van de horizontale belasting behoort te worden bepaald volgens 4.3.3.2.3 van NEN-EN 1998-1;

— Toetsen van de capaciteit van de steenconstructie volgens NEN-EN 1996-1-1 en NPR 9096-1-1 bij de belastingscombinatie volgens 6.4.3.4 van NEN-EN 1990.

Opgemerkt wordt dat het uitvoeren van een niet-lineaire push-over-berekening alleen nuttig is, indien het waarschijnlijk is dat hiermee een hogere waarde voor de gedragsfactor *q* kan worden gevonden dan de waarden die in tabel 9.1 van deze NPR zijn gegeven. Een hogere waarde voor *q* zal vooral kunnen worden gevonden in constructies waarbij de momentcapaciteit bepalend is en waarbij de benuttingsgraad relatief klein is.

9.1.5 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Stabiliteitswanden belast door afschuifkrachten

OPMERKING Bij het toetsen van stabiliteitswanden zoals beschreven in 5.5.3 van NPR 9096-1-1 mag rekening worden gehouden met de overdracht van verticale krachten vanuit aansluitende bouwmuren naar de beschouwde stabiliteitswand om op die wijze de momentcapaciteit van de wand te vergroten. Deze overdracht zal optreden tijdens het kantelen/vervormen van de stabiliteitswand. Bij het beschouwen van de relatie tussen moment en kromming van de stabiliteitswand mag zijn aangenomen dat de extra verticale belasting vanuit de aansluitende bouwmuren lineair toeneemt van 0 % tot 10 % bij een verschuiving van de neutrale lijn in de doorsnede van het hart van de bouwmuur tot de rand van de bouwmuur, zie figuur 9.2 van deze NPR.



Figuur 9.2 — Aanname over normaalkracht in het penant

9.2 Verbouw

Voor het beoordelen van steenconstructies bij verbouw gelden de methoden die zijn beschreven in 9.1 van deze NPR. Daar waar sprake is van bestaand metselwerk, kunnen de metselwerkeigenschappen worden ontleend aan 9.3 van deze NPR.

OPMERKING In bijlage B zijn nadere aanwijzingen voor het versterken van steenconstructies opgenomen.

9.3 Beoordeling bestaande bouw

9.3.1 Algemeen

Voor het beoordelen van bestaande steenconstructies gelden de methoden die zijn beschreven in 9.1 van deze NPR. Daarbij mogen de materiaaleigenschappen worden ontleend aan 9.3.2 van deze NPR.

9.3.2 Materiaaleigenschappen

9.3.2.1 Algemeen

De karakteristieke waarden van de materiaaleigenschappen van het metselwerk kunnen worden bepaald met een van de drie hierna beschreven methoden:

1) experimenteel bepaald met de normen van NEN-EN 1052-reeks;

2) bepaald volgens de methoden beschreven in NEN-EN 1996-1-1 op basis van de experimenteel volgens NEN-EN 772-1 bepaalde steendruksterkte en een, met deskundig inzicht, conservatieve aanname van de morteleigenschappen;

3) in het geval van CC1, met de ondergrenswaarden beschreven in 9.3.2.2 en 9.3.2.3 van deze NPR.

9.3.2.2 Ondergrenswaarden bij mortel voor algemene toepassing

Bij metselwerk, vervaardigd met mortel voor algemene toepassingen en met metselstenen van baksteen, kalkzandsteen of beton, mag van de volgende ondergrenzen voor de karakteristieke materiaaleigenschappen in het geval van CC1 worden uitgegaan:

karakteristieke druksterkte:	f_k = 5,0 N/mm²
karakteristieke buigtreksterkte met het bezwijkvlak evenwijdig aan de lintvoeg:	f_{xk1} = 0,3 N/mm²
karakteristieke buigtreksterkte met het bezwijkvlak loodrecht op de lintvoeg:	f_{xk2} = 0,6 N/mm²
karakteristieke initiële schuifsterkte:	f_{vk0} = 0,3 N/mm²
karakteristieke maximale schuifsterkte:	f_{vk} = 0,78 N/mm²

9.3.2.3 Ondergrenswaarden bij lijmmortel

Bij metselwerk, vervaardigd met lijmmortel en met metselstenen van baksteen, kalkzandsteen of beton, mag van de volgende ondergrenzen voor de karakteristieke materiaaleigenschappen in het geval van CC1 worden uitgegaan:

karakteristieke druksterkte:	f_k = 6,6 N/mm²
karakteristieke buigtreksterkte met het bezwijkvlak evenwijdig aan de lintvoeg:	f_{xk1} = 0,6 N/mm²
karakteristieke buigtreksterkte met het bezwijkvlak loodrecht op de lintvoeg:	f_{xk2} = 1,2 N/mm²
karakteristieke initiële schuifsterkte	f_{vk0} = 0,6 N/mm²
karakteristieke maximale schuifsterkte	0,78 N/mm²

9.3.3 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Berekeningsmethoden

Als alternatief voor de in 9.1 van deze NPR beschreven methode mag de methode uit bijlage C van NEN-EN 1998-3, waarbij wordt getoetst op verplaatsingen, worden toegepast indien aannemelijk is gemaakt dat de waarden voor de daarbij aangehouden verplaatsingseisen gelden voor de beschouwde situatie.

10 Specifieke regels voor funderingen

10.1 Algemeen

Vanuit geotechnisch oogpunt is het ontstaan van verweking een van de grootste gevaren tijdens een aardbeving. Bij volledige verweking verliest de ondergrond bijna al zijn sterkte en is er sprake van een sterk verlies aan draagkracht. Tevens kunnen daarbij grote vervormingen (zowel grondverplaatsingen als verdichting) ontstaan.

Niet in alle situaties hoeft bij de toetsing van de constructies rekening te worden gehouden met verweking van de ondergrond. In NEN-EN 1998-5 wordt in algemene termen aangegeven wanneer de verwekingsgevoeligheid moet worden bepaald, zie 4.1.4 van NEN-EN 1998-5.

Voor klei en veen mag worden verondersteld dat deze niet verweken. Grind kan wel verweken, maar alleen indien er geen sprake is van een goede drainage van de grindlagen. Dus bij grindlagen die niet worden afgedekt door kleilagen of zandlagen kan verweking worden verwaarloosd. Voor leem behoren indien nodig cyclische triaxiaalproeven uitsluitsel te geven over de gevoeligheid voor verweking.

Als aanvulling daarop is hierna meer in detail aangegeven wanneer verweking niet zal optreden. In de volgende situaties behoeft het aspect verweking dus niet te worden meegenomen in de berekeningen (als aanvullingen op 4.1.4 (7)):

a) voor het toetsen van paalfunderingen, indien de ondergrond tot de volgende diepten uitsluitend bestaat uit klei- en/of veenlagen (het diepste niveau is maatgevend):

   1) tot 15 m onder het maaiveld;

   2) tot 5 m onder paalpuntniveau, of;

   3) tot 10 keer de paaldiameter onder paalpuntniveau;

b) indien zandlagen voorkomen hoeven deze niet in beschouwing te worden genomen indien de dikte minder is dan 0,5 m en tevens de dikte van de klei- en veenlagen tussen de zandlagen groter is dan 1 m;

c) indien de veiligheidsfactor tegen verweking γ_L, zoals bepaald met de procedure gegeven in bijlage D van deze NPR, ten minste 2,0 bedraagt;

d) indien de rekenwaarde van de ontwerppiekgrondversnelling $a_{g;d}$ aan het maaiveld kleiner is dan 0,1 g.

OPMERKING 1 In aanvulling op 4.1.5(2) van NEN-EN 1998-5 kan de grens tussen mogelijk verwekingsgevoelig zand en cohesieve materialen worden gelegd bij een grondtype index I_c volgens Robertson van 2.6.

Voor alle overige gevallen moet het optreden van verweking worden meegenomen in de toetsing van de fundering volgens 10.2 en 10.3 van deze NPR.

OPMERKING 2 Ook indien de veiligheidsfactor γ_L tegen verweking groter is dan 1,0 kan nog wateroverspanning ontstaan (gedeeltelijke verweking), zie bijlage D van deze NPR. Pas bij een veiligheidsfactor γ_L van 2,0 of hoger is de eventuele wateroverspanning als verwaarloosbaar te beschouwen. Daarom ligt de grens waarbij geen rekening hoeft te worden gehouden met verweking bij een veiligheidsfactor van 2,0.

10.2 Fundering op staal

10.2.1 Algemeen

Hoofdstuk 5 van NEN-EN 1998-5 is van toepassing met de aanvullende bepalingen als gegeven in 10.2 van deze NPR.

De stabiliteit van de fundering moet worden bepaald volgens hoofdstuk 5 en bijlage E van NEN-EN 1998-5.

De grondeigenschappen voor een gelaagde grondopbouw kunnen in rekening worden gebracht volgens 6.5.2.2(n) van NEN 9997-1.

In afwijking van 5.4.1.1(11) van NEN-EN 1998-5 wordt de volgende procedure van toepassing verklaard:

— tot een veiligheidsfactor γ_L van 2,0 moet de additionele wateroverspanning in rekening worden gebracht;

— indien uit de toets volgens bijlage F van NEN-EN 1998-5 blijkt dat niet aan de bijlage F wordt voldaan, kan een gedetailleerde berekening worden gemaakt waarbij onderscheid wordt gemaakt naar de verschillende tijdstippen gedurende en na de aardbeving; er mogen twee afzonderlijke situaties worden getoetst: een stabiliteitssituatie tijdens de aardbeving en een stabiliteitssituatie direct na de aardbeving:

a) Stabiliteitsituatie tijdens de aardbeving

Reken met de maximale versnelling en een gereduceerde wateroverspanning, waarbij de rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning $r_{u;d}$ afhankelijk is van de veiligheidsfactor tegen verweking (γ_L):

— wanneer γ_L < 0,625 moet worden gerekend met volledige verweking: $r_{u;d}$ = 1;

— wanneer 0,625 < γ_L < 1,25 moet de waarde voor $r_{u;d}$ worden geinterpoleerd tussen 0,5 ≤ $r_{u;d}$ < 1;

— in alle overige gevallen (γ_L > 1,25), moet worden gerekend met de helft van de wateroverspanning aan het einde van de aardbeving

waarin:

$r_{u;d}$ is de rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning (verhouding wateroverspanning en effectieve verticale spanning bij het begin van de aardbeving).

De berekening van γ_L en de rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning $r_{u;d}$ zijn gegeven in bijlage D van deze NPR.

OPMERKING 1 De controle van de stabiliteit tijdens de aardbeving betreft het moment dat de belasting op de fundering maximaal is (het moment van de grootste piekgrondversnelling). Het is onwaarschijnlijk dat op het moment van de maximale versnelling de wateroverspanning ook al maximaal is. Anderzijds is het ook onwaarschijnlijk dat op dat moment de wateroverspanning nihil is. Daarom wordt het acceptabel geacht om voor de controle van de stabiliteit van de fundering tijdens de aardbeving uit te gaan van een gereduceerde wateroverspanning.

Indien de fundering volgens deze toetsing tijdens de aardbeving niet voldoet aan de stabiliteitscriteria geformuleerd in 10.2.3 van deze NPR kan een tijdanalyseberekening worden gemaakt volgens de methode Newmark.

b) Stabiliteitsituatie direct na de aardbeving

Reken met de maximale wateroverspanning; de piekgrondversnelling hoeft niet in rekening te worden gebracht; de controle van de stabiliteit moet worden uitgevoerd volgens NEN 9997-1.

VOORBEELD Stel dat uit de berekening volgt dat de veiligheid tegen verweking γ_L = 1,5 bedraagt. De representatieve waarde van de wateroverspanning aan het einde van de aardbeving is dan $r_{u;rep}$ = 0,15 (zie tabel D.7 van deze NPR) en de rekenwaarde is $r_{u;d}$ = 0,35. Voor de situatie op het moment van optreden van de grootste piekgrondversnelling mag worden gerekend met een gereduceerde waarde van $r_{u;d}$ = 0,175 (de helft van de wateroverspanning aan het einde van de aardbeving).

OPMERKING 2 In 5.4.1.1(11) van NEN-EN 1998-5 staat dat bij de controle van de fundering de wateroverspanning in rekening wordt gebracht indien de veiligheid tegen verweken kleiner is dan of gelijk is aan 1,25. Deze bepaling geldt niet voor Nederland.

Volgens bijlage E van NEN-EN 1998-5 mag in geval van verweking met een hogere waterspanning (op basis van $r_{u;d}$) of met een lagere sterkte van de grond worden gerekend. In aanvulling op NEN-EN 1998-5 geldt, dat indien wordt gerekend met een lagere sterkte voor (gedeeltelijk) verweekt zand, moet worden gerekend met een gereduceerde hoek van inwendige wrijving. De rekenwaarde van deze hoek van inwendige wrijving $\phi_{liq;d}$ volgt via een verlaagde effectieve spanning uit:

$$\varphi_{liq;d} = \arctan\{(1 - r_{u;d}) \times \tan(\varphi_d)\} \qquad (10.1)$$

waarin:

$\phi_{liq;d}$ is de rekenwaarde van de hoek van inwendige wrijving;

$r_{u;d}$ is de rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning (verhouding wateroverspanning en effectieve verticale spanning van de grond direct voorafgaand aan de aardbeving);

ϕ_d is de rekenwaarde van de hoek van inwendige wrijving.

OPMERKING 3 In de internationale literatuur worden door diverse auteurs waarden gegeven voor de zogenoemde reststerkte van verweekt zand. Deze waarden zijn meestal bepaald uit een stabiliteitsanalyse van situaties waarbij een talud is bezweken door verweking. De gegeven waarden vertonen de nodige spreiding. De hier aanbevolen waarde is te beschouwen als een ondergrens.

OPMERKING 4 In de voorgaande benadering wordt het effect van de wateroverspanning in rekening gebracht via een afname van de hoek van inwendige wrijving. Indien het effect van de wateroverspanning op een andere wijze in rekening wordt gebracht, hoeft de hoek van inwendige wrijving niet te worden gereduceerd. Wel behoort dan te worden aangetoond dat de sterkte van de fundering niet wordt overschat.

OPMERKING 5 Indien de fundering volgens de toetsing na de aardbeving niet voldoet, behoort rekening te worden gehouden met zakkingen in de orde van tientallen centimeters.

10.2.2 Fundering op kelder

OPMERKING 1 Bij gebouwen die (gedeeltelijk) onderkelderd zijn, is meestal niet het bezwijken van de fundering, maar het opdrijven van de kelder het relevante schademechanisme.

In aanvulling op 5.4.1.4 van NEN-EN 1998-5 is het volgende van toepassing:

a) Indien onder de kelder grondlagen voorkomen waarin wateroverspanning kan ontstaan, moet worden gecontroleerd of de kelder kan opdrijven, door een controle van het verticale evenwicht van het pand. De in rekening te brengen wateroverspanning is de wateroverspanning in de ondergrond direct naast de kelder. Voor de bovenbelasting, uitgaande van gunstig werkend eigen gewicht (belastingsfactor 0,9) en nominale waarden van de gebruiksbelasting (vermenigvuldiging met ψ_0) moet worden uitgegaan van een lage schatting (volgens tabel NB.4-A1.2(B) van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 geldt een partiële belastingsfactor van 0,9).

   OPMERKING 2 Voor opdrijven is het eigen gewicht van het gebouw en de daarin aanwezige voorwerpen een gunstige belasting.

b) Wrijving langs de wanden van de kelder mag bij het controleren van de kelder op voorkomen van opdrijven in rekening worden gebracht, mits daarbij het effect van wateroverspanning op de wandwrijving wordt meegenomen.

c) De berekening voor het toetsen van opdrijven moet worden uitgevoerd volgens 10.2 van NEN 9997-1.

10.2.3 Bepaling van de verticale verplaatsing van de fundering op staal/kelder

In deze paragraaf worden nadere aanwijzingen gegeven voor het bepalen van de zakking van de fundering in geval van een aardbeving.

OPMERKING 1 In 4.1.5 van NEN-EN 1998-5 is aangegeven dat de verticale verplaatsing van constructies zal worden bepaald met 'available methods of geotechnical engineering'. Deze zijn daar niet nader beschreven.

Indien de constructie al op draagkracht wordt afgekeurd, is een berekening van de zakking niet mogelijk en ook overbodig. In dat geval kan de berekening achterwege worden gelaten.

Indien de laagste gevonden veiligheid tegen verweking lager is dan γ_L = 2 moet de zakking ten gevolge van de aardbeving worden getoetst.

OPMERKING 2 In de ondergrond ontstaan in het geval dat de laagste gevonden veiligheid tegen verweken, γ_L, lager is dan 2 niet verwaarloosbare wateroverspanningen, die tot verdichting kunnen leiden.

De verdichting kan worden bepaald zoals beschreven in bijlage D van deze NPR.

OPMERKING 3 Bijlage D bevat de formules van [Yoshimine et al 2006].

Bij verweking van de ondergrond moet tevens een controle op squeezen (zijdelings wegpersen van verweekt zand) plaatsvinden volgens 6.5.2.2.(s) van NEN 9997-1. Voor de verweekte zandlaag mag daarbij in de berekening worden uitgegaan van:

$$c_{u;rep} = 0,05 \times \sigma'_{v0} \tag{10.2}$$

waarin:

$c_{u;rep}$ is de representatieve waarde van de ongedraineerde schuifsterkte;

σ'_{v0} is de effectieve verticale spanning aan de bovenkant van de verweekte laag bij afwezigheid van de constructie.

Indien is gerekend met de 'Newmark sliding block'-methode moet tevens de verticale verplaatsing (en horizontale vervorming) volgend uit de glijvlakanalyse hierbij in rekening worden gebracht.

De totale optredende vervorming van de fundering **tijdens** de beving (zetting, zijdelings wegpersen (squeezing) en eventueel verlies van stabiliteit) als gevolg van de aardbevingsbelasting moet als buitengewone belasting in rekening worden gebracht, aangrijpend op de bouwconstructie, gelijktijdig met de buitengewone belasting die als gevolg van de aardbeving aangrijpt op die bouwconstructie, in combinatie met de permanente belasting en de nominale waarde van de gebruiksbelasting. Deze combinatie van belastingen mag niet tot gevolg hebben dat de criteria van de grenstoestand NC worden overschreden.

De totale optredende vervorming van de fundering **na** de beving (zetting, zijdelings wegpersen (squeezing) en eventueel verlies van stabiliteit) als gevolg van de aardbevingsbelasting moet als buitengewone belasting in rekening worden gebracht, aangrijpend op de bouwconstructie in combinatie met de permanente belastingen en nominale waarde van de gebruiksbelasting. Deze combinatie van belastingen mag niet tot gevolg hebben dat de criteria van de grenstoestand NC worden overschreden.

In aanvulling op de totale optredende vervorming moet rekening worden gehouden met de effecten van een verschilvervorming. De verschilvervorming mag worden bepaald op grond van uitgevoerde sonderingen. De effecten van de verschilvervorming gecombineerd met de effecten van de aardbevingsbelasting mogen niet leiden tot overschrijding van de NC-criteria van de bouwconstructie. Wanneer geen of onvoldoende informatie uit sonderingen beschikbaar is om een verschilvervorming te bepalen, moet de verschilvervorming als ten minste 50 % van de totale optredende vervorming worden aangenomen.

OPMERKING 4 Rekening behoort te worden gehouden met aanzienlijke onzekerheden in de bepaling van de zakkingen. Zakkingen uit diepere lagen onder de fundering zullen tot minder verschilvervorming leiden dan zakkingen in de lagen direct onder de fundering. Meer sonderingen leiden tot nauwkeuriger bepaling van de locatiegebonden vervorming en in rekening te brengen verschilvervorming.

10.3 Fundering op palen

10.3.1 Algemeen

Hoofdstuk 5 van NEN-EN 1998-5 is van toepassing, met de aanvullende bepalingen als gegeven in 10.3 van deze NPR.

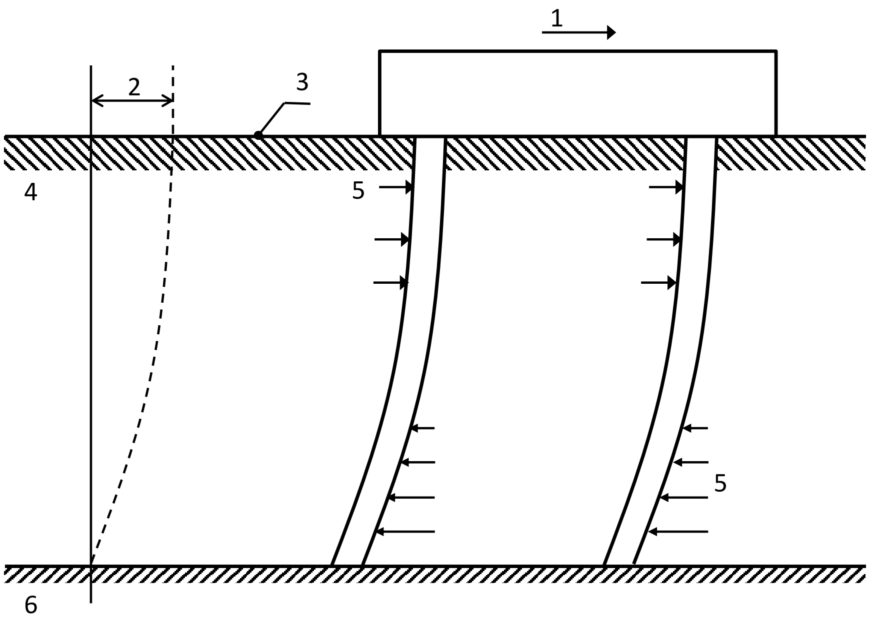
10.3.2 Belastingsituaties en aanpak

OPMERKING 1 De hier beschreven aanpak is van toepassing voor een situatie met vrij maaiveld. Verondersteld is dat onder het gebouw dezelfde relatieve wateroverspanning aanwezig zal zijn.

In aanvulling op 5.4.2 van NEN-EN 1998-5 moeten voor een fundering op palen de volgende twee aardbevingsbelastingen worden gecontroleerd:

a) inertiabelasting door de bovenbouw, bestaande uit de som van het eigen gewicht en de nominale belasting van de gebruiksbelastingen en de inertiakrachten vanuit de bovenbouw;

b) kinematische belasting door laterale grondverplaatsingen.



Legenda

1 dynamische belasting vanuit de bovenbouw
2 grondverplaatsing in het vrije veld
3 maaiveld
4 slappe grond
5 belasting vanuit de grond op de palen
6 stijve grond

Figuur 10.1 — Illustratie van inertia- en kinematische belasting op palen [Pappin (1991)]

Zoals in 5.2 van NEN-EN 1998-5 is aangegeven, mag indien dat kan worden aangetoond een lagere waarde van de piekgrondversnelling dan die op maaiveldniveau worden aangehouden, afhankelijk van de diepteligging van de grond. De lagere waarde moet ten minste gelijk zijn aan of groter zijn dan 0,65 × $a_{g;d}$. Er wordt geen onderscheid gemaakt tussen de situatie tijdens en direct na de aardbeving. Voor de in rekening te brengen wateroverspanning kan hetzelfde scenario worden gebruikt als bij de controle van een fundering op staal tijdens de aardbevingsbelasting, volgens 10.2.1 van deze NPR.

Bij de controle van de weerstand van de paalfundering tijdens de aardbevingsbelasting moet rekening worden gehouden met afname van de sterkte van de grond, bepaald op basis van de conusweerstand, als gevolg van wateroverspanning. Voor de reductie van deze conusweerstand kan worden uitgegaan van:

$$q_{c;liq} = q_c \sqrt{(1 - r_{u;d})} \qquad (10.3)$$

waarin:

$r_{u;d}$ is de rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning (verhouding wateroverspanning en effectieve verticale spanning van de grond direct voorafgaand aan de aardbeving);

$q_{c;liq}$ is de in rekening te brengen conusweerstand bij de beoordeling van de weerstand van de paalfundering tijdens de aardbevingsbelasting;

q_c is de gemeten conusweerstand onder omstandigheden waar geen aardbevingsbelasting aan de orde is.

Indien sprake is van een ontgraving nadat sonderingen zijn uitgevoerd, moet met de effecten van deze ontgraving op de grond rekening worden gehouden.

Indien sprake is van een overgeconsolideerde bodem en de fundering is trillingsarm geïnstalleerd, hoeft voor het berekenen van de veiligheid tegen verweking, de gemeten conusweerstand niet te worden gecorrigeerd voor de graad van overconsolidatie.

Bij dichte palenvelden (hart-op-hart-afstand kleiner dan $6D_{eq}$) met grondverdringende palen mag rekening worden gehouden met het optreden van een verdichting volgens 7.6.3.3(e) van NEN 9997-1.

OPMERKING 2 Geadviseerd wordt na realisatie van de ontgraving en de fundering, de effecten van ontgraving en/of verdichting vast te stellen door middel van na-sonderingen.

10.3.3 Stabiliteit tijdens de aardbeving

Voor de bepaling van de stabiliteit tijdens de aardbeving moeten de in rekening te brengen versnelling en waterspanning volgens a) van 10.2.1 van deze NPR worden behandeld, waarna de volgende stappen moeten worden uitgevoerd:

a) toets de verticale draagkracht volgens 5.4.2 van NEN-EN 1998-5 en volgens 6.5.2 van NEN 9997-1;

b) toets de horizontale draagkracht volgens 5.4.2 van NEN-EN 1998-5;

c) toets de palen op knik.

Met de dynamische belasting uit de bovenbouw, het eigen gewicht en de nominale waarde van de gebruiksbelasting van het gebouw en de gereduceerde sterkte van de grond ten gevolge van de wateroverspanning wordt een berekening voor de verticale draagkracht volgens NEN 9997-1 uitgevoerd.

Ook moet elke paal van de paalfundering worden gecontroleerd op optredende momenten in de paal als gevolg van de (horizontale) aardbevingsbelasting. Voor de daarbij te hanteren laterale beddingconstante moet rekening worden gehouden met de wateroverspanning. De laterale beddingsconstante is afhankelijk van de gekozen rekenmethode en is de beddingconstante als bedoeld in NEN 9997-1, of moet worden ontleend aan de *p*-*y* curve [33]. De berekening van de kinematische belasting door laterale grondverplaatsingen is alleen nodig voor gebouwen vallend in gevolgklasse CC3.

In aanvulling op 5.4.2(4)P van NEN-EN 1998-5 geldt dat bij dikkere lagen zand die volledig verweken tevens moet worden gecontroleerd of knik van palen kan optreden. Bij die berekening moet worden aangenomen dat over de dikte van de volledig verweekte zandlaag de paal geen zijdelingse steun heeft.

Op grond van elk van deze berekeningen moet worden aangetoond dat bij de combinatie van belastingen (de dynamische belasting uit de bovenbouw, het eigen gewicht en de nominale waarde van de gebruiksbelasting van het gebouw), de grenstoestand NC van de bouwconstructie niet wordt overschreden.

OPMERKING Voor trekpalen die ten gevolge van een aardbeving wisselend op trek en druk worden belast, mag bij toepassing van 7.6.3.3(d) van NEN 9997-1 het volgende worden aangehouden:

$$\gamma_{\mathrm{m;var;}q_\mathrm{c}} = \min\left\{1{,}1; \left(1{,}0 + 0{,}1 \times \frac{F_{\mathrm{t;max;rep}} - F_{\mathrm{t;min;rep}}}{F_{\mathrm{t;max;rep}}}\right)\right\} \tag{10.4}$$

waarin:

$\gamma_{\mathrm{m;var;}q_\mathrm{c}}$ is een factor, die de invloed van het wisselen van belastingen weergeeft. De belastingsvariaties bij de bepaling van $\gamma_{\mathrm{m;var;}q_\mathrm{c}}$ moeten quasi statisch van aard zijn;

$F_{\mathrm{t;max;rep}}$ is de maximale representatieve waarde van de axiale trekkracht, in kN (trek > 0);

$F_{\mathrm{t;min;rep}}$ is de minimale representatieve waarde van de axiale belasting in kN. Indien de paal ook op druk wordt belast, is de minimale optredende belasting negatief (druk < 0).

10.3.4 Stabiliteit na aardbeving

Voor de bepaling van de stabiliteit na de aardbeving moeten de in rekening te brengen versnelling en waterspanning volgens b) van 10.2.1 van deze NPR worden behandeld, waarna de volgende stappen moeten worden uitgevoerd:

a) toets de verticale draagkracht volgens 5.4.2 van NEN-EN 1998-5 en NEN 9997-1;

b) toets de zakking van de paal;

c) toets de horizontale draagkracht volgens 5.4.2 van NEN-EN 1998-5;

d) toets de palen op knik.

Met het eigen gewicht en de nominale waarde van de gebruiksbelasting van het gebouw en de gereduceerde sterkte ten gevolge van de wateroverspanning wordt een berekening voor de verticale draagkracht volgens NEN 9997-1 uitgevoerd.

Bij de toetsing van de zakking van de paal moet voor de zandlagen rondom de paalfundering een schatting worden gemaakt van de zakking door verdichting ten gevolge van de opgetreden aardbeving (zie bijlage E van deze NPR). Deze zakking wordt additioneel in rekening gebracht bovenop de zakking bepaald met NEN 9997-1. De consequenties van de totale zakking worden als belasting op de bouwconstructie in rekening gebracht.

OPMERKING 1 Na de aardbeving zal de paal een nieuw evenwicht vinden, negatieve kleef zal bij paalzakking gedeeltelijk weer positieve kleef worden. Het gevolg is dus een additionale paalzakking.

Elke paal moet worden gecontroleerd op optredende momenten in de paal als gevolg van een blijvende horizontale vervorming, volgens 7.7 van NEN 9997-1.

OPMERKING 2 Van een horizontale belasting zal sprake zijn indien er in de directe nabijheid van de fundering een blijvende horizontale grondverplaatsing is ontstaan (instabiliteit talud enz.).

OPMERKING 3 Vooralsnog is geen normatieve methode beschikbaar voor het beoordelen van het draagvermogen van houten palen met oplangers. Voor nieuw te bouwen gebouwen wordt een dergelijk paaltype binnen het toepassingsgebied van deze NPR in de meeste situaties niet geschikt geacht.

In aanvulling op 5.4.2(4)P van NEN-EN 1998-5 geldt dat bij dikkere lagen zand die volledig verweken tevens moet worden gecontroleerd of knik van palen kan optreden. Bij die berekening moet worden aangenomen dat over de dikte van de volledig verweekte zandlaag de paal geen zijdelingse steun heeft.

10.3.5 Effect van de verticale verplaatsing van de paalfundering

De totale optredende vervorming van de fundering **tijdens** de beving als gevolg van de aardbevingsbelasting moet als buitengewone belasting in rekening worden gebracht, aangrijpend op de bouwconstructie, gelijktijdig met de buitengewone belasting die als gevolg van de aardbeving aangrijpt op die bouwconstructie, in combinatie met de permanente belasting en de nominale waarde van de gebruiksbelasting. Deze combinatie van belastingen mag niet tot gevolg hebben dat de criteria van de grenstoestand NC worden overschreden.

De totale optredende vervorming van de fundering **na** de beving als gevolg van de aardbevingsbelasting moet als buitengewone belasting in rekening worden gebracht, aangrijpend op de bouwconstructie in combinatie met de permanente belastingen en nominale waarde van de gebruiksbelasting. Deze combinatie van belastingen mag niet tot gevolg hebben dat de criteria van de grenstoestand NC worden overschreden.

10.3.6 Paal-grond-constructie-interactie

Hoofdstuk 6 van NEN-EN 1998-5 is van toepassing, rekening houdend met de onderstaande aanvullende bepalingen.

Voor een constructieve berekening waarbij de veerstijfheid van de paalfundering van belang is, kan de veerstijfheid (horizontaal en buiging) worden bepaald volgens bijlage C van NEN-EN 1998-5.

Het effect van wateroverspanning op de veerstijfheid kan in rekening worden gebracht door de veerstijfheid voor de situatie zonder wateroverspanning te vermenigvuldigen met de factor

$$\sqrt{(1 - r_u)} \qquad (10.5)$$

waarin:

r_u is de de relatieve wateroverspanning.

OPMERKING 1 De dynamische veerstijfheid van grond is veelal een factor hoger dan de statische veerstijfheid.

Zowel de hoge waarde van de stijfheid (zonder verweking) als de lage waarde (met verweking) moeten worden gecontroleerd.

Rekening moet worden gehouden met het groepseffect (paal-grond-paal-interactie). Indien de hart-op-hart-afstand groter is dan achtmaal de paaldiameter hoeft geen rekening te worden gehouden met het groepseffect.

OPMERKING 2 Dit is in lijn met 5.4.2. 3(P) van NEN-EN 1998-5.

Paalgroepeffecten mogen worden verwaarloosd voor kleine groepen (tot drie palen).

In aanvulling op 6.1 van NEN-EN 1998-5 mag het volgende worden aangehouden:

a) Paal-grond-interactie kan als elastisch worden beschouwd indien de horizontale paalverplaatsing niet groter is dan 12 mm. Voor piekgrondversnellingen kleiner dan 0,1 *g* is de paal-grond-interactie meestal elastisch. Voor grotere versnellingen zijn niet-lineaire berekeningen nodig.

b) Stijve of diepe funderingen beïnvloeden de trilling die in de constructie wordt ervaren ten gevolge van de aardbeving. Demping van hoge frequenties vindt dan plaats ten opzichte van de vrijeveldtrilling. Voor gebouwen van maximaal vier bouwlagen mag de beïnvloeding worden verwaarloosd.

OPMERKING 3 Het betreft hier bouwlagen zowel onder als boven de grond.

10.4 Grondkerende constructies

Hoofdstuk 7 van NEN-EN 1998-5 is van toepassing voor zover betrekking hebbend op gebouwen.

OPMERKING Voor de bepaling van de wateroverspanning bij een berekening van de stabiliteit kan bijlage D van deze NPR worden gebruikt.

10.5 NDP's en status van bijlagen NEN-EN 1998-5

Bepalingen van NEN-EN 1998-5 die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Bepalingen	**Onderwerp**
1.1(4)	Status van de bijlagen
3.1(3)	Partiële factoren voor materiaaleigenschappen
4.1.4(11)	Bovenste sterkte grens voor gevoeligheid van verweken
5.2(2)c)	Reductie van piekgrondversnelling met de diepte vanaf maaiveld

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van NEN-EN 1998-5 het hieronder bepaalde van toepassing is. Het nummer van de desbetreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

NEN-EN 1998-5 1.1 Status bijlagen

(4) De status van de bijlagen A tot en met F van NEN-EN 1998-5 is gegeven in tabel 10.1 van deze NPR.

Tabel 10.1 — Status van de bijlagen van NEN-EN 1998-5

Bijlage van NEN-EN 1998-5	**Status**
A	Informatief
B	Informatief
C	Informatief
D	Informatief
E	Normatief
F	Normatief

De bepaling van de verweking behoort in plaats van volgens bijlage B van NEN-EN 1998-5 te worden bepaald volgens de methode beschreven in bijlage D van deze NPR.

OPMERKING In NEN-EN 1998-5 wordt in bijlage B voor het bepalen van de verwekingsgevoeligheid een methode gegeven. De daar beschreven methode is in feite gelijk aan die beschreven in [Youd et al 2001]. Voor geïnduceerde aardbevingen (relatief lage magnitude en hoge piekgrondversnelling) is deze methode minder veilig dan de methode als beschreven in EERI MNO-12 [Idriss Boulanger 2008]. Deze methode is weergegeven in bijlage D van deze NPR. De methode in bijlage D van deze NPR is op dit moment het meest geschikt.

NEN-EN 1998-5 3.1 Partiële factoren voor materiaaleigenschappen

(3) De waarden voor γ_{cu}, $\gamma_{\tau cy}$, γ_{qu} en $\gamma_{\varphi'}$ moeten gelijk worden genomen aan: γ_{cu} =1,35, $\gamma_{\tau cy}$ =1,25, γ_{qu} = 1,35 en $\gamma_{\varphi'}$ = 1,15.

OPMERKING De partiële weerstandsfactoren en correlatiefactoren behoren te worden aangehouden volgens tabel A.5 tot en met tabel A.14 van NEN 9997-1.

NEN-EN 1998-5 4.1.4 Bovengrenssterkte voor gevoeligheid van verweken

(11) De waarde van λ moet gelijk zijn genomen aan 0,8.

OPMERKING De waarde 0,8 komt overeen met een veiligheidsfactor γ_L van 1,25.

NEN-EN 1998-5 5.2 Reductie van piekgrondversnelling met de diepte vanaf het maaiveld

(2) De waarde van p moet gelijk zijn genomen aan 0,65.

Bijlage A
(informatief)

Inspectieprotocol voor het beoordelen van bestaande gebouwen

A.1 Inleiding

Het protocol voor het beoordelen van bestaande gebouwen is gebaseerd op 3.1 van NEN-EN 1998-3. Het stappenplan voor het onderzoeken van een gebouw is als volgt:

a) Gestart wordt met een dossieronderzoek. Dit betreft het inwinnen van reeds beschikbare informatie over de (constructieve) opbouw van het gebouw. Hiervoor kan informatie worden ingewonnen bij onder andere de eigenaar en het gemeentelijk archief.

b) In het geval onvoldoende dossierinformatie beschikbaar is, zal een (volledige) opname van het gebouw in het werk behoren te worden uitgevoerd. Indien er wel voldoende gegevens in het dossier beschikbaar zijn, behoort in het werk te worden gecontroleerd of er geen wijzigingen in het gebouw zijn doorgevoerd.

   OPMERKING Aanbevolen wordt te allen tijde het werk visueel te inspecteren.

c) Tot slot behoort een opname plaats te vinden van de schade aan het gebouw. Dit betreft alle schade die invloed kan hebben op het constructieve gedrag van het gebouw.

In het vervolg van deze bijlage wordt in eerste instantie ingegaan op de informatie die behoort te worden opgenomen ten behoeve van de modellering van een gebouw. Vervolgens wordt aangegeven hoe de opname van de schade aan een gebouw behoort plaats te vinden.

A.2 Opname ten behoeve van de modellering van een gebouw

A.2.1 Introductie

In 3.1 van NEN-EN 1998-3 staat een overzicht van de informatie die behoort te worden verzameld ten behoeve van de modellering van gebouwen. Dit overzicht vormt de basis voor de onderstaande uitwerking van de opname.

A.2.2 Algemene gegevens

In eerste instantie behoren de volgende algemene gegevens van het gebouw te worden opgenomen:

a) het bouwjaar;

b) de gebruiksfunctie(s) van het gebouw en de diverse ruimten in het gebouw;

c) de gevolgklasse zoals gecategoriseerd in deze NPR;

d) identificatie van de ondergrond waarop het gebouw is gefundeerd, zoals gecategoriseerd in 3.1 van NEN-EN 1998-1.

e) de hoofdafmetingen van het gebouw, vastgelegd in plattegronden (per bouwlaag) en in gevelaanzichten;

f) de locatie van eventueel aanwezige gebouwdilataties;

g) informatie over eventueel uitgevoerde verbouwingen en/of uitbreidingen;

h) de constructieve opbouw van het gebouw, dat wil zeggen dat behoort te worden gekeken naar:

   1) fundering;

   2) vloeren, met inbegrip van uitsparingen en openingen;

   3) wanden, met inbegrip van uitsparingen en openingen;

   4) dak;

   5) balken, kolommen, windverbanden, met inbegrip van type en aard van de verbindingen;

Omdat niet-dragende onderdelen een significante invloed kunnen hebben op het constructieve gedrag van het gebouw, behoren deze ook in de modellering te worden betrokken. Deze invloed kan positief of negatief zijn.

A.2.3 Decompositie

Na het opnemen van de algemene gegevens behoort een decompositie van het gebouw te worden gemaakt. Daarbij behoren alle individuele onderdelen van het gebouw te worden gedefinieerd. Dit heeft betrekking op:

a) de verschillende funderingsvormen;

b) per vloerniveau de verschillende vloervelden;

c) de individuele wanden;

d) de verschillende dakvlakken.

A.2.4 Individuele gebouwonderdelen van de decompositie

Tot slot behoort een opname te worden gemaakt van alle individuele gebouwonderdelen die bij de decompositie zijn gedefinieerd. Daarbij behoort het volgende te worden opgenomen:

a) fundering (per funderingsvorm):

   1) het type fundering: op staal of palen;

   2) indien op staal: de aanlegdiepte ten opzichte van het maaiveld;

   3) indien op palen: de positionering van de palen, het type palen en de lengte van de palen;

   4) de vorm en de afmetingen van de fundering;

   5) de gebruikte materialen;

   6) de eventuele aanwezigheid van voegen en/of doorgangen door de fundering;

b) vloeren (per vloerveld):

   1) de opbouw van de vloervelden: gebruikte materialen en laagdikte daarvan;

   2) de wijze waarop de vloervelden zijn verbonden met de onderliggende constructiedelen (opleglengte en typering verbinding);

   3) de wijze waarop de vloervelden zijn verbonden met de aangrenzende vloervelden;

c) wanden (per individuele wand, zowel binnen- als buitenwand):

   1) een aanzicht van de wanden, met daarin aangegeven de eventueel aanwezige sparingen;

   2) de opbouw van de wanden: gebruikte materialen en afmetingen daarvan;

   3) de invulling van de sparingen: deuren, ramen, e.d.;

   4) de eventueel aanwezige lateien boven sparingen: materiaal, afmetingen en wijze en lengte van oplegging;

   5) de wijze waarop de wanden zijn verbonden met de onder- en bovenliggende vloervelden (zie ook b) 2);

   6) de wijze waarop de wanden zijn verbonden met de aangrenzende wanden;

   7) de plaats van eventueel aanwezige dilatatievoegen, met inbegrip van detaillering van de voegen;

d) daken (per dakvlak):

   1) de opbouw van de dakvlakken: gebruikte materialen en laagdikte daarvan;

   2) de hellingshoek van de dakvlakken;

   3) de wijze waarop de dakvlakken zijn verbonden met de onderliggende constructiedelen (opleglengte en typering verbinding);

   4) de eventueel aanwezige spanten onder de dakvlakken: positionering, afmetingen en gebruikte materialen;

   5) de wijze waarop de dakvlakken zijn verbonden met de aangrenzende dakvlakken;

e) secundaire seismische elementen:

   1) de opbouw van het element;

   2) de bevestiging van het element;

   3) de vorm en afmetingen van het element;

   4) de gebruikte materialen.

A.2.5 Informatiebronnen

Voor het verkrijgen van de in A.2.2 tot en met A.2.4 bedoelde informatie kan in eerste instantie gebruik worden gemaakt van het dossier dat over het gebouw beschikbaar is. Dit betreft vooral informatie in de vorm van bouwtekeningen, bestek en constructieve berekeningen van het gebouw. Hiervoor kunnen de volgende bronnen worden geraadpleegd:

a) het eigen dossier van de eigenaar/beheerder;

b) het gemeentelijke archief;

c) de oorspronkelijke constructeur van het gebouw;

d) de bouwer of aannemer van het gebouw.

De benodigde informatie betreft niet alleen informatie over de oorspronkelijke opbouw, maar zeker ook informatie over de in de loop van de tijd uitgevoerde verbouwingen en uitbreidingen. Ongeacht de mate waarin die informatie beschikbaar is gekomen, behoort in tweede instantie altijd een opname in het werk plaats te vinden, ofwel om op te nemen wat niet beschikbaar is, ofwel om te controleren of de beschikbare informatie juist en nog actueel is. Zie ook A.1 b).

OPMERKING Het kan aanbeveling verdienen materiaaleigenschappen in het werk vast te stellen volgens bijlage D van NEN 8700.

A.3 Schadeopname

A.3.1 Algemeen

Van alle bij de decompositie gedefinieerde onderdelen behoort een schadeopname te worden gemaakt. Daarbij behoren alle eerdere schade en al het eerder uitgevoerde herstelwerk te worden opgenomen die invloed kunnen hebben op het constructieve gedrag van die onderdelen, zoals:

a) aantasting van de materialen en/of de interne verbindingen;

b) scheurvorming;

c) verplaatsingen;

d) uitgevoerde herstelwerkzaamheden.

A.3.2 Aantasting van de materialen en/of de interne verbindingen

Per onderdeel behoort te worden nagegaan of er sprake is van aantasting van de materialen, die een negatief effect kan hebben op het constructieve gedrag van het onderdeel. De mate waarin die aantasting optreedt over het onderdeel behoort te worden ingetekend in een plattegrond dan wel een aanzicht van het onderdeel, zie A.3.3. Daarbij behoort tevens een inschatting te worden gegeven van de grootte van de invloed op de sterkte van het desbetreffende onderdeel.

Het voorgaande geldt ook voor het verlies van interne samenhang tussen verschillende materialen waaruit een onderdeel is opgebouwd.

A.3.3 Scheurvorming

De locatie en het verloop van de scheuren behoren per onderdeel te worden ingetekend in een plattegrond dan wel een aanzicht van het onderdeel. De volgende gegevens behoren per scheur te worden vastgelegd:

a) de lengte;

b) de scheurwijdte en het verloop daarvan over de lengte van de scheur;

c) of de scheur alleen aanwezig is in de afwerklaag (pleister, stuclaag) of doorgaat in ondergrond;

d) of de scheur door en door loopt of slechts aan één zijde zichtbaar is.

A.3.4 Verplaatsingen

Verplaatsingen van individuele onderdelen ten opzichte van elkaar kunnen resulteren in verlies van de samenhang. Dit betekent dat dergelijke verplaatsingen behoren te worden ingemeten en te worden vastgelegd.

Het inmeten behoort te worden gedaan ten opzichte van de oorspronkelijke NAP-maat, gebruikmakend van een vast referentiepunt met geborgde NAP-maat.

Voor zakkingsverschillen behoren vloer- en/of lintvoegwaterpassingen te worden gebruikt.

Voor zakkingssnelheden kan gebruik worden gemaakt van meetbouten waarbij de verplaatsing hiervan over een bepaalde tijdsperiode wordt beoordeeld.

A.3.5 Uitgevoerde herstelwerkzaamheden

Indien herstelwerkzaamheden zijn uitgevoerd vanwege een in het verleden ontstane schade, behoort te worden beoordeeld of die reparaties een negatieve invloed kunnen hebben op het constructieve gedrag van de desbetreffende onderdelen. Indien dit het geval is, behoort dit te worden opgenomen, met daarbij een inschatting van de invloed van de reparatie op het gedrag van de bouwconstructie.

Indien tijdens de inventarisatie andere waarnemingen worden gedaan die mogelijk relevant kunnen zijn voor het constructieve gedrag van de desbetreffende onderdelen, behoort die informatie ook te worden vastgelegd.

Bijlage B
(informatief)

Versterkingsmaatregelen voor bestaande gebouwen

B.1 Inleiding

Deze bijlage bevat aanwijzingen voor het ontwerpen van versterkingsmaatregelen om de robuustheid van bestaande gebouwen onder aardbevingsbelastingen te verhogen.

B.2 Principes aardbevingsbestendig bouwen en versterken

B.2.1 Algemeen

Bij het ontwerpen van aardbevingsbestendige gebouwen geldt een aantal algemene principes. Deze principes zijn tevens goede graadmeters bij het versterken van bestaande gebouwen.

B.2.2 Reduceer de massa

De seismische belasting op gebouwen is proportioneel aan de massa van het gebouw. Het reduceren van de massa van het gebouw zal resulteren in een reductie van de seismische belasting. Bij het ontwerpen van versterkingsmaatregelen heeft het daarom de voorkeur om zo min mogelijk massa toe te voegen aan het gebouw. Gebruik van lichte materialen of open constructies (raamwerken) heeft de voorkeur boven massieve constructies (wanden).

B.2.3 Regelmatigheid in plattegrond

Een regelmatige vorm van een constructie en een regelmatige verdeling van belastingen voorkomt additionele belastingseffecten door bijvoorbeeld torsie. Voorkomen van onregelmatigheden in geometrie en belastingsverdeling leidt over het algemeen tot minder zware versterkingsmaatregelen. Het herindelen van bestaande gebouwen kan een effectief middel zijn om de impact van seismische belastingen te reduceren.

B.2.4 Regelmatigheid in hoogte

Een zekere constante sterkte- en stijfheidsverdeling over de hoogte van een gebouw is gewenst om zwakke punten in de draagconstructie te voorkomen. Bouwlagen met een lagere sterkte (‘weak storeys’) of met een lagere stijfheid (‘soft storeys’) vergeleken met bovenliggende en onderliggende bouwlagen kunnen de capaciteit van een gebouw fors reduceren. Wanneer deze constructies worden waargenomen in bestaande gebouwen is het wegnemen van deze sterkte- en stijfheidsverschillen een adequaat middel om de capaciteit van een gebouw als geheel te vergroten.

B.2.5 Materialen en details

Het gebruik van ‘ductiele’ materialen en materialen die niet wezenlijk van eigenschappen veranderen als gevolg van de te verwachten wisselende belasting, heeft de voorkeur boven het gebruik van ‘brosse’ materialen. Bij het detailleren van constructies en het ontwerpen van aansluitdetails behoort te worden gestreefd naar ductiele bezwijkmechanismen.

B.2.6 Continuïteit

Bouwconstructies en onderdelen van bouwconstructies die weerstand bieden tegen seismische belastingen lopen bij voorkeur door tot de fundering en vertonen geen (grote) afwijkingen in sterkte en/of stijfheid. Sprongen en onderbrekingen in het traject waarlangs de belasting wordt afdragen, worden bij voorkeur voorkomen. Ook het wegnemen van discontinuïteiten binnen bestaande gebouwen is een effectief middel om de weerstand tegen seismische belastingen te verhogen.

B.2.7 Verdeling van veranderlijke belastingen

Positioneer hoge veranderlijke belastingen (bijvoorbeeld archief- en opslagruimtes) bij voorkeur laag en in het centrum van het gebouw, om hoge seismische belastingen en additionele belastingseffecten door torsie te voorkomen.

B.2.8 Robuustheid

De aanwezigheid van een tweede draagweg binnen bestaande en nieuw te ontwerpen constructies zal de robuustheid van een gebouw verhogen. Het falen van een of meer bouwconstructies mag niet leiden tot het falen van het gebouw als geheel. Toevoegen van elementen waarmee in bestaande gebouwen een tweede draagweg kan worden gerealiseerd, kan eenvoudiger zijn en de voorkeur verdienen boven het versterken van de bestaande (eerste) draagweg.

B.2.9 Gelijkmatige verdeling bouwconstructie

Om bijkomende belastingseffecten door torsie te voorkomen, worden verticale stabiliserende elementen bij voorkeur op gelijkmatige wijze over de plattegrond van het gebouw verdeeld. Ook bij het toevoegen van extra stabiliserende elementen aan bestaande gebouwen worden deze bij voorkeur op regelmatige wijze aangebracht.

B.3 Aandachtspunten bij het ontwikkelen van versterkingsmaatregelen

B.3.1 Algemeen

Bij het ontwerpen en aanbrengen van versterkingsmaatregelen behoren de aandachtspunten van B.3.2 tot en met B.3.4 van deze NPR te worden beschouwd.

B.3.2 Verbindingen

Indien in de modellering wordt aangenomen dat verbindingen in tact blijven, behoren deze verbindingen te worden gecontroleerd op hun functioneren bij de maatgevende belastingen.

B.3.3 Stijfheid

Het realiseren van versterkingsmaatregelen kan invloed hebben op de stijfheid van het gebouw, en daarmee de eigenfrequentie van het gebouw en het effect van de seismische belasting op gebouwonderdelen veranderen. Hiermee behoort in het ontwerp van de versterking rekening te worden gehouden. Bij voorkeur worden veranderingen aan de stijfheid van het gebouw voorkomen (behoudens het versterken van bouwlagen met een lagere stijfheid (‘soft storeys’) ten opzichte van de bouwlagen daaronder of daarboven. Indien de stijfheid van het gebouw door het aanbrengen van versterkingen wel verandert, behoort achteraf te worden geverifieerd of de bouwconstructie in staat is de dan optredende gewijzigde krachten op te nemen.

OPMERKING Door het wijzigen van de stijfheid van het gebouw of onderdelen daarvan kan de wijze van de belastingsafdracht veranderen, waardoor andere bezwijkmechanismen kunnen optreden dan in de oorspronkelijke situatie.

B.3.4 Aanvullende richtlijnen

Bij het ontwikkelen van versterkingsmaatregelen behoren de eigenschappen van de versterkingen in tabel B.1 van deze NPR te worden beschouwd.

Tabel B.1 — Te beschouwen versterkingsmaatregelen

Onderwerp	Resultaat
Constructieve eigenschappen	De versterkingsmaatregelen behoren te leiden tot een constructie met voldoende sterkte en stijfheid om haar functie te kunnen vervullen.
Uitvoeringstechnische eigenschappen	De versterkingsmaatregelen behoren uitvoerbaar te zijn.
Vormgevingsaspecten	Bij het ontwerpen van de versterkingsmaatregelen behoort rekening te worden gehouden met de esthetische impact van de versterkingsmaatregelen op het gebouw.
Bouwfysische aspecten	De versterkingsmaatregelen behoren geen negatieve invloed te hebben op de bouwfysische eigenschappen en prestaties van het gebouw (thermische isolatie, geluidisolatie, lekkage, vochtdoorslag).

NEN-EN 1998-1 en NEN-EN 1998-3 geven algemene aanwijzingen voor het toetsen van bestaande constructies:

a) voor gewapendbetonconstructies, zie bijlage A van NEN-EN 1998-3;

b) voor staalconstructies, zie bijlage B van NEN-EN 1998-3;

c) voor staal-betonconstructies, zie bijlage C van NEN-EN 1998-1, bijlage B van NEN-EN 1998-3;

d) voor metselwerkconstructies, zie bijlage C van NEN-EN 1998-3.

OPMERKING Voor houtconstructies zijn in NEN-EN 1998-1 en NEN-EN 1998-3 geen bijlagen opgenomen die specifiek zijn voor dit materiaal.

B.4 Principedetails versterkingsmaatregelen

B.4.0 Algemeen

De principedetails in B.4.1 tot en met B.4.3 kunnen als handreiking worden gebruikt voor het ontwikkelen van versterkingsmaatregelen.

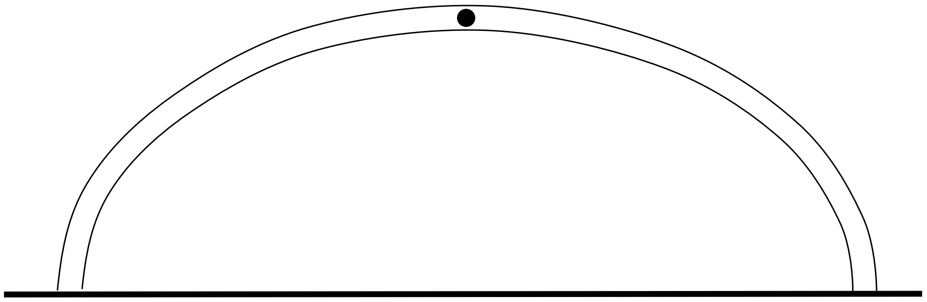
B.4.1 Houtconstructies

Een aantal bestaande constructies zal niet in ductiliteitsklasse DCM (gemiddeld energiedissiperend vermogen) of DCH (hoogenergie dissiperend vermogen) kunnen worden ingedeeld. B.4.1 van deze NPR beschrijft suggesties voor het aanpassen (versterken – wapenen) van dit soort constructies zodat deze mogelijk in ductiliteitsklasse DCM – met bijbehorende q volgens tabel 8.3 van deze NPR, (vermenigvuldigd met behulp van de in 3.2.2.4 van deze NPR aangegeven waarde) – kunnen worden ingedeeld.

VOORBEELDEN

a) Twee- en drie-scharnier-spanten

b) Boogconstructies

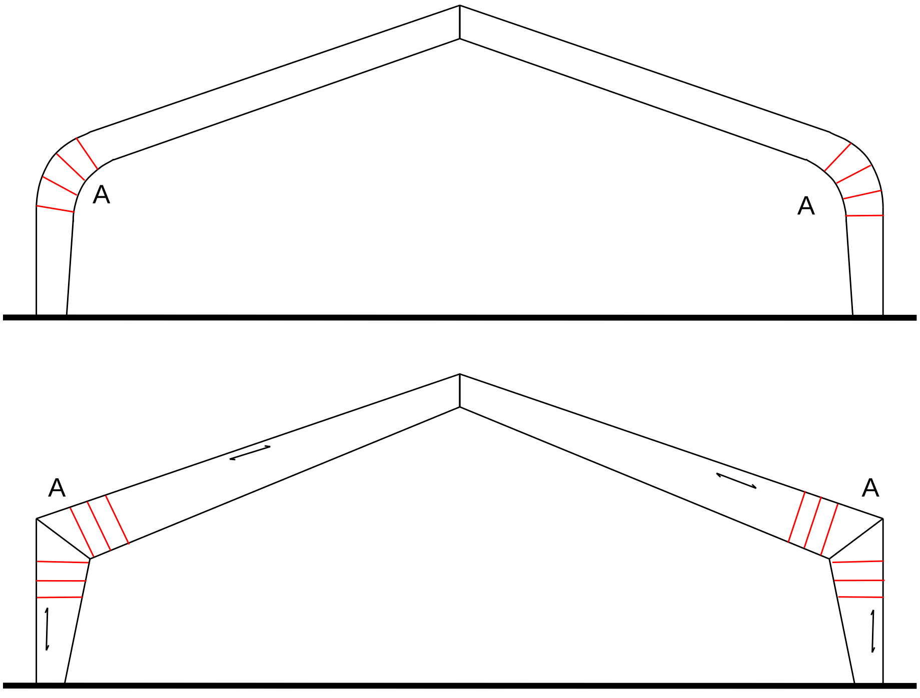


TOELICHTING In deze situatie geldt ongeacht de versterking dat q = 1,5, omdat er feitelijk geen energiedissiperend vermogen is toegevoegd.

Figuur B.4.1.1 — Boogconstructie

Boogconstructies kunnen, afhankelijk van de ‘straal’ ook zonder ‘wapening’ voldoen. Voor de ongewapende situatie behoren de statisch equivalente belastingen gedurende aardbevingen met q = 1,5 te worden bepaald.

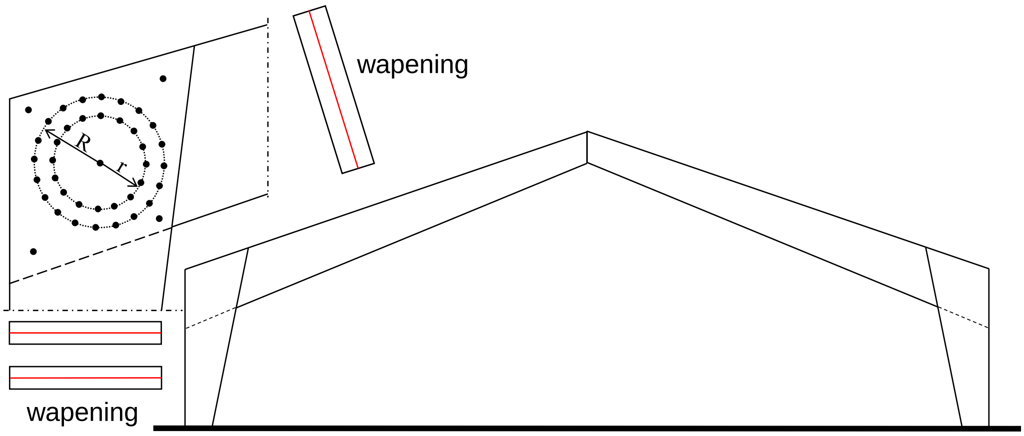
c) Spanten met gebogen respectievelijk geknikte hoek



TOELICHTING In deze situaties is de hoek dan wel bocht bij A gewapend tegen trek loodrecht op de houtvezel. In deze situatie geldt ongeacht de versterking dat q = 1,5, omdat er feitelijk geen energiedissiperend vermogen is toegevoegd.

Figuur B.4.1.2 — Spanten met gebogen en geknikte hoek

d) Ongewapende statisch bepaalde portalen met gedeuvelde en geboute verbindingen



Legenda

1 ——— wapening tegen trek loodrecht op de houtvezel; wapening berekenen onder de aanname dat q = 2,5

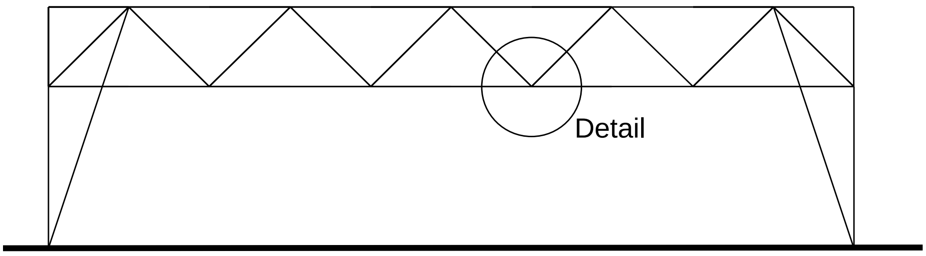
Figuur B.4.1.3 — Statisch bepaalde portalen met gedeuvelde en geboute verbindingen

e) Vakwerken waarin de verbindingen met ringdeuvels of stiftvormige verbindingsmiddelen met d > 12 mm zijn gerealiseerd

f) Vakwerken op 'zelfstandig gestabiliseerde' kolommen

Deze vakwerken zijn als liggers te beschouwen. Tijdens aardbevingen worden zij vooral door de verticale component belast (verticale trilling met bijbehorende waarden voor T_1 (de laagste eigen trillingstijd), zie 3.2.2.2.2.

g) Vakwerken als onderdeel van 'portalen'.



TOELICHTING In het detail behoort loodrecht op de vezel wapening aangebracht te worden. Voldraadse schroeven behoren te worden berekend op een uittrekwaarde ter grootte van F / 4, waarbij F de afschuifkracht is op de verbinding, bijvoorbeeld bestaande uit ringdeuvels, bij de bijhorende waarde voor q volgens tabel 8.3 van deze NPR.

Figuur B.4.1.4 — Vakwerken als onderdeel van 'portalen'

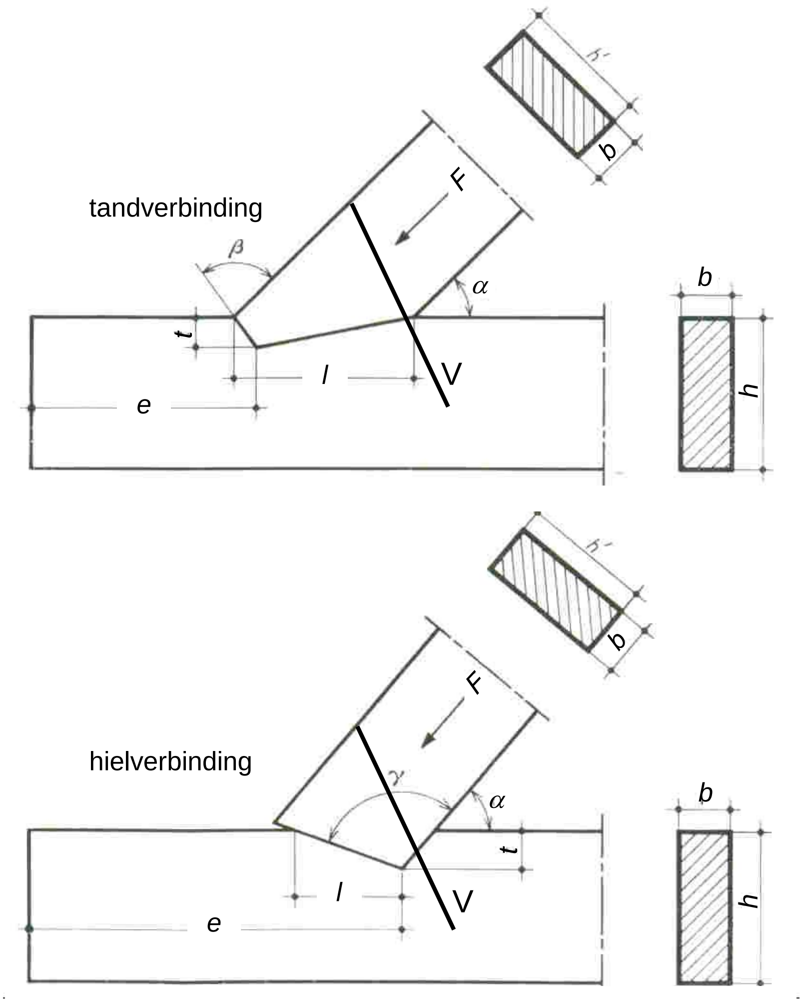
h) Constructies met traditionele verbindingen (zogenoemde timmermansverbindingen)

Deze verbindingen zijn in staat om drukkrachten over te dragen. De verbindingen zijn ongeschikt voor het overdragen van trekkrachten.

Indien de statisch equivalente kracht uit aardbevingen – bepaald met q = 1,5 – niet door de drukkracht F, zie figuur B.4.1.5, kan worden overgedragen, behoort een versterking in de vorm van een voldraadse schroef – in figuur B.4.1.5 aangeduid met ‘V’ – te worden aangebracht. De statisch equivalente kracht mag na aanbrengen van deze versterking worden bepaald met q = 2,5. In dit geval kan de kracht F een trekkracht worden, waar de schroef op behoort te worden gecontroleerd.

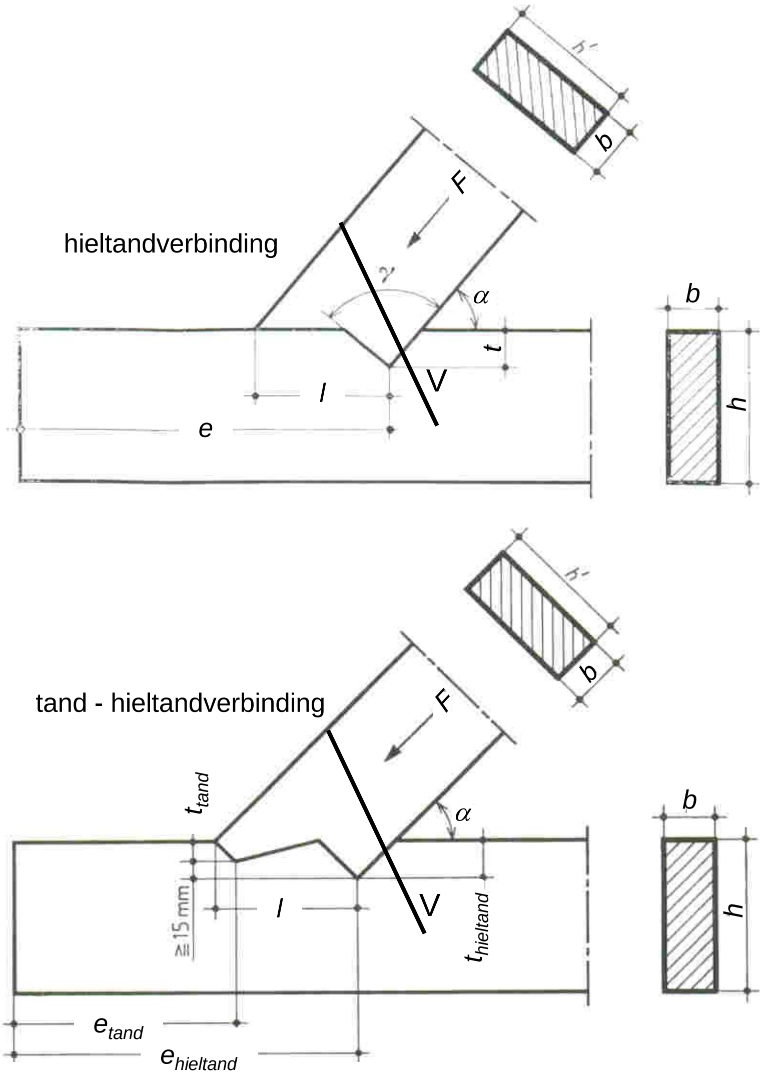
De ter versterking aangebrachte schroef behoort aan de in hoofdstuk 8 aangegeven eisen te voldoen ($d \leq 12$ mm; eindafstand $\geq 10d$; hechtlengte $\geq 8d$).

De controle-uitdrukkingen voor het geval dat F een drukkracht is, zijn in de legenda van figuur B.4.1.5 aangegeven.



Figuur B.4.1.5 — Timmermansverbindingen

(zie vervolg)



Legenda

$F \cos(\alpha) / (b\ t) \leq f_{c;\alpha}$ (B.1)

$F \cos(\alpha) / (b\ e) \leq 0{,}8\ f_{v;0}$ (B.2)

$F \sin(\alpha) / (b\ l) \leq f_{c;90}$ (B.3)

Figuur B.4.1.5 — Timmermansverbindingen (einde)

Naast de aangegeven timmermansverbindingen komen in spantconstructies vaak pen- en gatverbindingen voor. Ook hiervoor geldt: indien de statisch equivalente kracht uit aardbevingen – bepaald met q = 1,5 – niet door de drukkracht F, zie figuur B.4.1.5, kan worden overgedragen, behoort een versterking in de vorm van een voldraadse schroef – in figuur B.4.1.5 aangeduid met 'V' – te worden aangebracht. De statisch equivalente kracht mag na aanbrengen van deze versterking worden bepaald met q = 2,5. In dit geval kan de kracht F een trekkracht worden, waarop de schroef behoort te worden gecontroleerd.

De ter versterking aangebrachte schroef behoort aan de in hoofdstuk 8 aangegeven eisen te voldoen ($d \leq 12$ mm; eindafstand $\geq 10d$; hechtlengte $\geq 8d$).

i) Bevestiging van de horizontale (houten) vloerschijven aan overwegend metselwerkwanden

Veel houtconstructies zorgen van oudsher voor de samenhang in het gebouw. Voor de traditionele gebouwen is de staat van de fundering niet zo duidelijk. Er werd vroeger veel meer ‘op staal’ gefundeerd, terwijl tegenwoordig eerder ‘op palen’ wordt gefundeerd. De (ongelijkmatige) zakkingen van de ‘op staal’ gefundeerde gebouwen maakten een verbinding tussen de veelal metselwerkwanden en de vloeren noodzakelijk. De vloerbalken overspannen vaak van zijgevel naar zijgevel. De zijgevels werden dan ook aan de koppen van de vloerbalken aangebracht; de kopgevel werd aan de langs deze gevel lopende balk bevestigd (deze ankers werden vaak versierd uitgevoerd, waarbij bijvoorbeeld het jaartal werd weergegeven).

Ondanks het feit dat de verankering van de metselwerkwanden aan de houten balklaag oorspronkelijk een heel ander doel diende, draagt deze sterk bij aan het opnemen van aardbevingsbelastingen.

Na introductie van de spouwmuur zijn de muurankers niet meer zichtbaar. Deze worden uitsluitend aan het binnenspouwblad bevestigd. Het buitenspouwblad is in dit geval met spouwankers aan het binnenspouwblad bevestigd.

Door de geringe dikte van de spouwbladen (100 mm tot 120 mm) zijn de verankeringen aan de vloer zeker ook voor spouwmuren essentieel.

B.4.2 Aanvullende maatregelen voor raamwerken met ingesloten metselwerk

B.4.2.0 Introductie

OPMERKING De bepalingen in B.4.2 van deze NPR zijn gelijk aan die in 4.3.6 van NEN-EN 1998-1, waarbij de Engelse term ‘shall’ in de hiernavolgende tekst omwille van het informatieve doel in deze NPR is vertaald naar ‘behoren te’.

B.4.2.1 Algemeen

B.4.2.1 tot en met B.4.2.3 van deze NPR zijn van toepassing voor betonnen raamwerken of duale raamwerken in ductiliteitsklasse DCH (zie hoofdstuk 5 van deze NPR) en voor stalen, of staal-betonnen raamwerken in ductiliteitsklasse DCH (zie hoofdstuk 6 en hoofdstuk 7 van deze NPR), met meewerkende, niet op een verticaal dragende functie ontworpen metselwerkinvulwanden. Deze invulwanden voldoen aan de volgende voorwaarden:

a) ze zijn vervaardigd na het uitharden van de betonnen raamwerken of de montage van het stalen raamwerk;

b) ze sluiten direct aan op het raamwerk (dat wil zeggen zonder dilatatievoeg), maar er zijn geen constructieve verbindingen met het raamwerk (zoals ankers, ondersteuningen of afschuifverbindingen);

c) in principe worden ze beschouwd als secundaire seismische elementen.

Hoewel het toepassingsgebied van B.4.2.1 tot en met B.4.2.3 van deze NPR beperkt is tot het voorgaande, geven deze bepalingen uitgangspunten voor goed gebruik. Het kan nuttig zijn deze ook te gebruiken bij beton-, staal- of staal-beton-constructies in de ductiliteitsklassen DCM en DCL met metselwerkinvulwanden. Vooral bij wanden die kwetsbaar zijn voor het bezwijken in de richting loodrecht op hun vlak, kan het gebruik van ankers de dreiging van vallend metselwerk verminderen. De in 1.3 van deze NPR genoemde voorwaarden met betrekking tot mogelijke toekomstige wijzigingen in de constructie zijn ook van toepassing op metselwerkinvulwanden.

Voor betonnen wand- of equivalente duale wand-systemen en voor geschoorde stalen en staal-beton-systemen, mag de interactie tussen het systeem en het ingesloten metselwerk zijn verwaarloosd.

Indien de metselwerkinvulwanden zijn ontworpen om een bijdrage te leveren aan het veilig opnemen van de aardbevingsbelastingen, behoren de analyse en het ontwerp te zijn uitgevoerd in overeenstemming met de in hoofdstuk 9 van van deze NPR beschreven uitgangspunten, en aanvullende eisen voor ingesloten metselwerk in hoofdstuk 9 van NEN-EN 1998-1.

Aan de eisen en criteria gegeven in B.4.2.2 van deze NPR mag geacht worden te zijn voldaan wanneer de bepalingen gegeven in B.4.2.3 en B4.2.4 van deze NPR en de regels van hoofdstuk 5 tot en met 7 van deze NPR zijn gevolgd.

B.4.2.2 Eisen en uitgangspunten

Er behoort rekening te zijn gehouden met de gevolgen van onregelmatigheid in plattegrond door de invulwanden.

Er behoort rekening te zijn gehouden met de gevolgen van onregelmatigheid over de hoogte van de constructie door de invulwanden.

Er behoort rekening te zijn gehouden met de hoge onzekerheid gerelateerd aan het gedrag van de invulwanden (zoals de variatie in constructieve eigenschappen en de verbinding met het omhullende raamwerk, de mogelijke veranderingen gedurende de levensduur van het gebouw, evenals hun niet-gelijkmatige beschadiging tijdens de beschouwde aardbeving).

Er behoort rekening te zijn gehouden met de mogelijke nadelige lokale en globale effecten als gevolg van de interactie tussen raamwerk en invulwand (bijvoorbeeld het bezwijken van een kolom op dwarskracht die wordt veroorzaakt door het ontstaan van een drukdiagonaal in een invulwand).

OPMERKING Door het aanbrengen van invulwanden in het ontwerp, met bijvoorbeeld alleen een ruimtescheidende functie, kan ook de stijfheidsverdeling in een gebouw, en hierdoor ook de afdracht van (seismische) krachten, worden beïnvloed.

B.4.2.3 Onregelmatigheden door metselwerkinvulwanden

B.4.2.3.1 Onregelmatigheden in de plattegrond

Sterk onregelmatige, niet-symmetrische of niet-gelijkmatige verdelingen van invulwanden in de plattegrond behoren te zijn voorkomen (rekening houdend met de afmetingen van openingen en sparingen in de invulwanden).

In het geval van ernstige onregelmatigheden in de plattegrond als gevolg van een niet-symmetrische verdeling van de invulwanden (bijvoorbeeld aanwezigheid van invulwanden vooral aan de kant van twee op elkaar aansluitende zijden van het gebouw), behoren ruimtelijke modellen te zijn gebruikt voor de constructieve berekening. Invulwanden behoren in het model te zijn beschouwd en een analyse met betrekking tot de invloed van variaties in de positie en de eigenschappen van de invulwanden behoort te zijn uitgevoerd (bijvoorbeeld door het buiten beschouwing laten van een van drie of vier invulwanden in het vlak van een raamwerk, vooral aan de minder stijve zijde van het model). Bijzondere aandacht behoort te zijn besteed aan de verificatie van constructieve elementen aan de minder stijve kant van de plattegrond (dat wil zeggen het verst verwijderd van de zijde waar de invulwanden geconcentreerd aanwezig zijn) bij de effecten van torsie veroorzaakt door de invulwanden.

Invulwanden met meer dan één significante opening of sparing (bijvoorbeeld een deur en een raam, enz.) behoren in modellen voor de constructieve berekening te zijn verwaarloosd.

Wanneer metselwerkinvulwanden niet regelmatig zijn verdeeld, echter niet zodanig dat zij een ernstige onregelmatigheid veroorzaken, mogen de onregelmatigheden zijn beschouwd door het effect van de incidentele excentriciteit volgens 4.3.3.2.4 en 4.3.3.3.3 van deze NPR met een factor 2,0 te vergroten.

B.4.2.3.2 Onregelmatigheid over de hoogte

Indien er aanzienlijke onregelmatigheden over de hoogte aanwezig zijn (bijvoorbeeld een drastische reductie van de invulwanden ter plaatse van een of meer bouwlagen in vergelijking tot de andere), dan behoren de effecten van de aardbevingsbelasting in de verticale elementen van de desbetreffende bouwlagen te zijn verhoogd.

Wanneer geen nauwkeuriger model is gebruikt, mag zijn aangenomen dat aan voornoemde eis is voldaan wanneer de berekende effecten van de aardbevingsbelasting worden vergroot met een factor η, die als volgt is gedefinieerd:

$$\eta = \left(1 + \frac{\Delta V_{\mathrm{Rw}}}{\sum V_{\mathrm{Ed}}}\right) \leq q \qquad \text{(B.4)}$$

waarin:

ΔV_{Rw} is de totale reductie van de weerstand van metselwerkwanden op de beschouwde bouwlaag vergeleken met de bouwlaag met meer metselwerkinvulwanden daarboven;

$\sum V_{\mathrm{Ed}}$ is de som van de seismische horizontale krachten werkend op alle verticale primaire seismische elementen van de desbetreffende bouwlaag.

Wanneer uitdrukking (B.4) leidt tot een vergrotingsfactor η kleiner dan 1,1, mag het effect van de onregelmatigheid zijn verwaarsloosd.

B.4.2.4 Schadebeperking van invulwanden

Voor de constructieve systemen, behorende tot alle ductiliteitsklassen, DCL, DCM of DCH, benoemd in B.4.2.1 van deze NPR, met uitzondering van situaties met lage seismische activiteit (zie 3.2.1(4)), behoren geschikte maatregelen te zijn genomen om bros bezwijken en voortijdig uiteenvallen van de invulwanden te voorkomen (dit is vooral van belang bij metselwerkinvulwanden met openingen of bij materialen met weinig samenhang), evenals het gedeeltelijk of geheel uit het vlak bezwijken van slanke metselwerkinvulwanden. Bijzondere aandacht behoort te zijn besteed aan metselwerkinvulwanden met een slankheid (verhouding tussen de kleinste waarde van de hoogte of de lengte en de dikte) groter dan 15.

Voorbeelden van geschikte maatregelen om de samenhang en het gedrag in zowel de richting in het vlak als uit het vlak te verbeteren, omvatten lichte wapeningsnetten die goed verankerd zijn aan één zijde van de wand, muurankers bevestigd aan de kolommen en opgenomen in het metselwerk en betonnen stijlen en regels verdeeld aangebracht over het vlak van de wand en over de volledige dikte van de wand.

Indien er grote openingen of sparingen in een van de invulwanden zijn, behoren hun randen te zijn afgewerkt met regels en stijlen.

B.4.3 Metselwerk

Metselwerk kan op verschillende manieren worden versterkt. Voorbeelden van veelvoorkomende versterkingen zijn:

a) het aanbrengen van horizontale en/of verticale wapeningselementen (zie B.4.2 van deze NPR);

b) het aanbrengen van vezelversterkte materialen op het metselwerk;

c) het aanbrengen van verankeringen tussen afzonderlijke wanddelen en/of wanden en vloerschijven.

Deze versterkingen hebben invloed op de krachtafdracht in de constructie en behoren daarom volgens deze NPR te worden ontworpen.

Bijlage C
(informatief)

Toepassing van deze NPR voor grote aantallen gebouwen

C.1 Inleiding

Deze bijlage bevat aanwijzingen voor het opstellen van een strategie om de meest kwetsbare gevallen uit een groep gebouwen te selecteren. Deze strategie kan gebaseerd zijn op verschillende uitgangspunten, zoals persoonlijke veiligheid, economische belangen, sociaal-maatschappelijke belangen en/of andere belangen.

Omdat de strategie is gekoppeld aan de vraag of persoonlijke veiligheid van burgers voldoende is gewaarborgd indien een gebouw op grond van deze bijlage niet als onveilig wordt beoordeeld, is het de vraag of een dergelijke strategie onderdeel kan (en mag) uitmaken van de NPR die een rol gaat spelen bij private en publiekrechtelijke afwegingen. Het volgen van de strategie in deze bijlage betekent namelijk niet dat de kans wordt uitgesloten dat een individueel gebouw niet aan de ondergrens van de vereiste veiligheid voldoet. Het biedt een gebouweigenaar en/of gebruikers van een gebouw dan ook geen zekerheid dat er geen sprake is van een onveilige situatie, hoewel de kans daarop klein wordt geacht.

Bovenstaande wijkt niet af van andere prioriteitstellingen ten aanzien van de beoordeling van de constructieve veiligheid van gebouwen op andere aspecten. Bijvoorbeeld prioritering op basis van het bouwjaar van bruggen die onderhevig zijn aan dynamische belastingen sluit niet uit dat in een brug van jongere leeftijd ook vermoeiingsscheuren aanwezig zijn.

Aan deze bijlage kunnen dan ook geen rechten op basis van publiekrechtelijke regelgeving worden ontleend door de eigenaar of gebruiker van een gebouw.

C.2 Opstellen uitgangspunten

Voor het opstellen van een strategie om kwetsbare gevallen uit een groep gebouwen te selecteren, kunnen een of meer van de in tabel C.1 genoemde uitgangspunten worden gehanteerd.

Tabel C.1 — Uitgangspunten voor het opstellen van een strategie voor het selecteren van kwetsbare gebouwen uit een groep gebouwen

Uitgangspunt	Toelichting
Persoonlijke veiligheid	Gebouwen worden geselecteerd op kwetsbaarheid in relatie tot de veiligheid van de gebruiker van het gebouw. Persoonlijke veiligheid behoort altijd te worden beschouwd bij het selecteren van kwetsbare gebouwen. Belangrijke aspecten hierin zijn de robuustheid van de draagconstructie en de gebruikte materialen, de vorm, de afmetingen en de regelmaat binnen een gebouw.
Economische belangen	Naast persoonlijke veiligheid kunnen economische belangen een rol spelen bij het selecteren van kwetsbare gebouwen. Economische belangen kunnen ontstaan doordat hoge kosten worden verwacht voor het repareren van bepaalde gebouwen of het tijdelijk huisvesten van gebruikers en/of bewoners na een aardbeving.

Uitgangspunt	Toelichting
Sociaal-maatschappelijke belangen	Naast persoonlijke veiligheid kunnen ook sociaal-maatschappelijke belangen een rol spelen. Hierbij behoort te worden gedacht aan gebouwen met een hoge sociaal-maatschappelijke waarde, zoals bijeenkomstgebouwen, musea, monumenten en dergelijke, waarbij het behoud van het gebouw een belangrijke rol speelt. Ook gebouwen gebruikt door kwetsbare doelgroepen (ouderen, zieken, gehandicapten) kunnen hieronder vallen (alhoewel hierbij ook altijd de persoonlijke veiligheid behoort te worden beschouwd).
Andere belangen	Naast persoonlijke veiligheid, economische belangen en sociaal-maatschappelijke belangen kunnen ook andere belangen een rol spelen bij het selecteren van kwetsbare gebouwen. Deze behoren in overleg met de opdrachtgever te worden vastgesteld. Niettemin mogen deze belangen nimmer boven de persoonlijke veiligheid worden gerangschikt.

Belangrijk om te realiseren bij het selecteren van de uitgangspunten is dat gebouwen volgens deze NPR in aanleg worden getoetst aan de grenstoestand NC. Bij deze grenstoestand zal het gebouw, indien de voorgeschreven piekgrondversnellingen daadwerkelijk zijn opgetreden, zwaar beschadigd zijn (zie de beschrijving van de grenstoestand in 2.1) en niet meer bruikbaar zijn. Tijdelijke huisvesting zal dus noodzakelijk zijn. Dit uitgangspunt behoort ook te worden meegenomen bij de selectie van kwetsbare gebouwen.

C.3 Beoordelingscriteria

Na een selectie van de uitgangspunten behoren beoordelingscriteria te worden opgesteld. Deze beoordelingscriteria zijn bedoeld om de gebouwen (op objectieve wijze) te toetsen aan de eerder geselecteerde uitgangspunten en behoren in overleg met de opdrachtgever te worden vastgesteld.

Hierbij wordt onderscheid gemaakt in het beoordelen van kwetsbare gebouwelementen zoals (slanke) schoorstenen, borstweringen, (vrijstaande) gevels, ongesteunde wanden en kopgevels, ongesteunde buitenspouwbladen en uitkragende overkappingen, en het beoordelen van kwetsbare gebouwen als geheel. Indicatoren voor de kwetsbaarheid van het gebouw als geheel zijn onder andere de aanwezigheid van onregelmatige vormen, onregelmatige belastingsverdelingen, sterkte- en stijfheidsverschillen tussen verschillende bouwlagen (zogenoemde ‘weak and soft storeys’) en de te verwachten schuifspanningen in de stabiliserende elementen van gebouwen. Voor deze laatste indicator kan een vereenvoudigde schuifspanningscheck worden uitgevoerd, waarbij met de zijdelingse belastingsmethode en de doorsnede van de stabiliserende elementen een gemiddelde schuifspanning als gevolg van een aardbevingsbelasting wordt bepaald. Vergelijking van deze schuifspanning met de schuifsterkte geeft een goede indicatie van de weerstand van een gebouw tegen aardbevingsbelastingen.

In internationale richtlijnen kunnen meer methoden worden gevonden voor het beoordelen van de kwetsbaarheid van gebouwen bij aardbevingsbelastingen. Onder andere de ASCE 31-03 (American Society of Civil Engineers, publicatie 31-03: Seismic Evaluation of Existing Buildings) geeft bruikbare aanbevelingen voor het identificeren van kwetsbaarheden in gebouwen.

Om een goede beoordeling van de kwetsbaarheid mogelijk te maken, is het noodzakelijk gegevens over het gebouw te verzamelen. Voor het verzamelen van de gegevens wordt verwezen naar bijlage A. Voor het opstellen van een strategie om de meest kwetsbare gevallen uit een groep gebouwen te selecteren is het niet per definitie nodig om het volledige inspectieprotocol als omschreven in bijlage A te volgen. Dit zal in overleg met de opdrachtgever behoren te worden vastgesteld.

Bijlage D
(informatief)

Criterium voor verweking zand

D.1 Inleiding

Verweking kan zowel tot horizontale als verticale verplaatsingen leiden, alsmede tot afname van de sterkte van de grond. Op basis van de in deze bijlage beschreven methode kan een indruk worden verkregen van de veiligheidsfactor die op een gegeven locatie bestaat.

Voor alle genoemde parameters kunnen karakteristieke waarden worden aangehouden, tenzij anders is aangegeven.

D.2 Veiligheid tegen verweking

In deze bijlage wordt de methode voor het bepalen van verweking stapsgewijs beschreven zoals afgeleid op grond van de EERI monografie EERI MNO-12 [23] (Idriss Boulanger 2008).

De methode bestaat uit het bepalen van de veiligheidsfactor γ_L tegen verweking:

$$\gamma_{\mathrm{L}} = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} MSF \times K_{\sigma} \times K_{\alpha} \qquad \text{(D.1)}$$

waarin:

γ_L is de veiligheidsfactor tegen verweking (verhouding sterkte en belasting);

$CRR_{7.5}$ is de Cyclic Resistance Ratio bij een aardbeving met magnitude M_w = 7,5;

CSR is de Cyclic Stress Ratio;

MSF is de Magnitude Scaling Factor;

K_σ is de correctiefactor voor de isotrope spanningstoestand;

K_α is de correctiefactor voor de schuifspanning onder statische belasting.

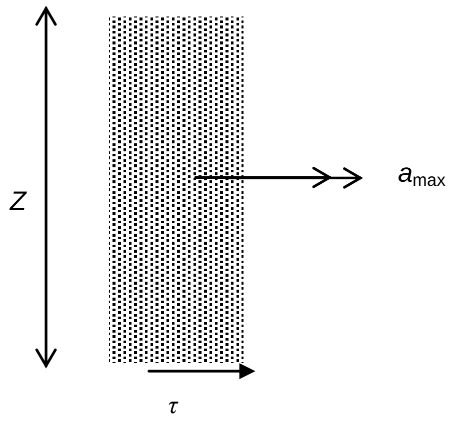
OPMERKING 1 $CRR_{7,5}$ en *CSR* zijn in wezen stochastische (dus niet exact bekende) grootheden; daardoor zou de veiligheidsfactor γ_L ook een niet-exacte factor zijn. Omdat dat niet de bedoeling is, zijn in de operationele uitwerking voor $CRR_{7,5}$ en *CSR* bepaalde representatieve waarden gekozen. Dit is nader aangegeven in de verdere tekst van deze bijlage.

OPMERKING 2 De bovenstaande termen zijn alle dimensieloos. In de volgende paragrafen wordt beschreven hoe de diverse termen in deze uitdrukking kunnen worden bepaald.

OPMERKING 3 Er zijn nog geen praktische rekenregels om de invloed van een gebouw op staal op de verwekingsgevoeligheid mee te nemen. In afwezigheid daarvan kan voorlopig voor het bepalen van de verwekingsgevoeligheid het effect daarvan worden genegeerd.

D.3 Bepaling *CSR*

De grootte van *CSR* wordt bepaald uit een eenvoudige beschouwing van het krachtenevenwicht bij de versnelling van een kolom grond. Uitgangspunt daarbij is de situatie van een horizontaal maaiveld en een schuifgolf die van onder naar boven loopt.



Figuur D.1 — Mechanisch model voor bepaling schuifspanning als functie van de versnelling

De bepaling van de schuifspanningsamplitude berust op de eerste wet van Newton. De massa die wordt versneld, bedraagt: ρ_z. De kracht die nodig is om deze massa een versnelling a_{max} te geven, bedraagt:

$$\tau_{max} / \sigma'_{v0} = (a_{max} / g) \times (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0}) \qquad \text{(D.2)}$$

waarin:

τ_{max} is de maximale schuifspanning;

a_{max} is de kracht die nodig is om deze massa een versnelling te geven;

σ_{v0} is de totale verticale spanning, in kPa;

σ'_{v0} is de effectieve verticale spanning voor het begin van de aardbeving, in kPa;

g is de zwaartekracht, in m/s^2.

Deze term wordt ook *CSR* (Cyclic Stress Ratio) genoemd.

OPMERKING Uitdrukking (D.2) kan als volgt worden afgeleid:

$$\tau_{max} / \sigma'_{v0} = (a_{max} / g) \times (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0}) \qquad \text{(D.3)}$$

Dit kan ook worden geschreven als:

$$\tau_{max} = a_{max} \times \rho_z = a_{max} \times \gamma_z / g = a_{max} \times \sigma_{v0} / g \qquad \text{(D.4)}$$

Normeren met effectieve verticale spanning geeft:

$$CSR = 0{,}65 \times \frac{a_{g;d}}{g} \times \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \times r_d \qquad \text{(D.5)}$$

Voor de bepaling van de verweking wordt gerekend met een equivalente versnelling volgens uitdrukking (D.6):

$$a_{max} = 0{,}65 \times a_{g;ref} \qquad \text{(D.6)}$$

waarin:

a_{max} is de kracht die nodig is om deze massa een versnelling te geven.

Tevens geldt dat bij grotere diepte de versnelling van de grond boven het beschouwde niveau niet meer constant over de hoogte is. Dat wordt in rekening gebracht met de dieptereductiefactor r_d (zie D.6). De resulterende uitdrukking voor *CSR* is:

$$CRR_{7,5} = \exp\left(\left(\frac{q_{\mathrm{c;1;N}}}{540} \right) + \left(\frac{q_{\mathrm{c;1;N}}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{\mathrm{c;1;N}}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{\mathrm{c;1;N}}}{114} \right)^4 - 3 \right) \quad \text{(D.7)}$$

waarin:

0,65 is de factor die de verhouding tussen een equivalente amplitude en de maximale versnellingsamplitude weergeeft;

r_d is de dieptereductiefactor [-];

$a_{\mathrm{g;d}}$ is de ontwerpwaarde van de piekgrondversnelling, in *g*;

σ_{v0} is de totale verticale spanning, in kPa;

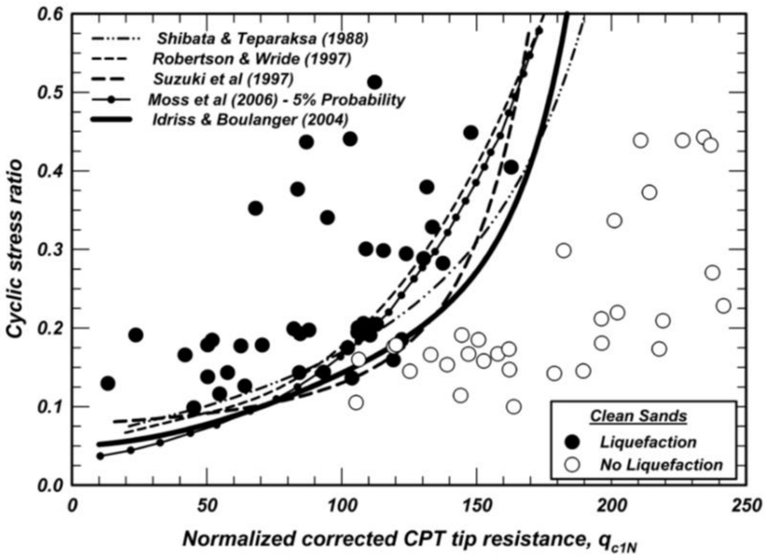
σ'_{v0} is de effectieve verticale spanning voor het begin van de aardbeving, in kPa;

g is de versnelling van de zwaartekracht, in *g*.

D.4 Bepaling *CRR*

De weerstand tegen verweking (*CRR*: Cyclic Resistance Ratio) is gebaseerd op de empirische relatie zoals gegeven in EERI MNO-12. De sterkte is een functie van de genormaliseerde conusweerstand q_{c1N} (zie D.5 voor het bepalen van de genormaliseerde conusweerstand).

De grootte van $CRR_{7.5}$ is een empirische grootheid. Uit een ervaringsdatabase met aardbevingen is de combinatie van conusweerstand, *CSR* en het wel of niet verweken bepaald. Door deze situaties in een grafiek weer te geven is het mogelijk om de grens tussen wel en geen verweking als functie van de (genormaliseerde) conusweerstand te bepalen. Deze grens geeft aan wanneer er wel of geen verweking wordt verwacht, en is dus een maat voor de weerstand tegen verweking. Figuur D.2 geeft dit weer.



OPMERKING Liquefaction is verweking.

Figuur D.2 — Empirische relatie $CRR_{7.5}$ als functie van de genormaliseerde conusweerstand

De empirische relatie is als volgt in een uitdrukking weer te geven:

$$CRR_{7,5} = \exp\left(\left(\frac{q_{c;1;N}}{540}\right) + \left(\frac{q_{c;1;N}}{67}\right)^2 - \left(\frac{q_{c;1;N}}{80}\right)^3 + \left(\frac{q_{c;1;N}}{114}\right)^4 - 3\right) \quad \text{(D.8)}$$

waarin:

$CRR_{7.5}$ is de de weerstand tegen verweking bij een magnitude van 7,5 op de schaal van Richter;

$q_{c;1;N}$ is de genormaliseerde conusweerstand.

Voor de berekening mag worden gerekend met de gemiddelde conusweerstand over dikten van niet meer dan 0,5 m. Bij deze middeling mogen geen klei- en/of veenlagen worden meegenomen.

OPMERKING 1 Bij de overgang van klei naar zand en omgekeerd, wordt de conusweerstand beïnvloed door de kleilaag. Daardoor wordt er direct onder of boven de kleilaag een lagere conusweerstand gemeten dan overeenkomt met de dichtheid van het zand. Voor de beoordeling van de gevoeligheid voor verweking kan daarom het resultaat van het zand dat minder dan 0,25 m van de laagscheiding ligt, worden verwaarloosd. Indien met een gemiddelde waarde van de conusweerstand wordt gerekend, is het effect van de laagscheiding kleiner en mag deze laagcorrectie niet in rekening worden gebracht.

OPMERKING 2 In Pleistoceen zand is de weerstand tegen verweking, door de hogere ouderdom en daardoor sterkere bijdrage van veroudering aan de weerstand tegen verweking, waarschijnlijk groter dan op basis van alleen de conusweerstand wordt voorspeld.

D.5 Normalisering conusweerstand

De genormaliseerde conusweerstand wordt uit de gemeten conusweerstand bepaald door deze eerst te corrigeren voor het spanningsniveau, en vervolgens te delen door de atmosferische druk. De desbetreffende uitdrukkingen zijn:

a) Correctiefactor voor het spanningsniveau:

$C_N = (p_a / \sigma'_v)\ m$ met $C_N \leq 1.7$ (D.9)

waarin:

C_N is de correctiefactor voor het spanningsniveau;

p_a is de atmosferische druk, p_a = 100 kPa;

σ'_v is de effectieve verticale spanning op het moment van sonderen, in kPa;

m is een dimensieloze parameter [= 0,5]

b) Conusweerstand gecorrigeerd voor het spanningsniveau:

$q_{c;1} = C_N \times q_c$ (D.10)

waarin:

$q_{c;1}$ is de conusweerstand gecorrigeerd voor het spanningsniveau, in kPa;

C_N is de correctiefactor voor het spanningsniveau;

q_c is de gemeten conusweerstand, in kPa.

c) De genormaliseerde conusweerstand wordt:

$$q_{c;1;N} = q_{c1} / p_a \quad \text{(D.11)}$$

waarin:

$q_{c;1;N}$ is de de genormaliseerde conusweerstand, in kPa;

$q_{c;1}$ is de conusweerstand gecorrigeerd voor het spanningsniveau, in kPa;

p_a is de atmosferische druk, p_a = 100 kPa.

OPMERKING 1 Om de grootte van m te bepalen, behoort eerst de relatieve dichtheid van de grond te worden geschat. Vanuit praktisch oogpunt kan worden volstaan met m = 0,5.

OPMERKING 2 Het in EERI-monograph genoemde effect van 'fines' (fijne grondfracties) kan ook in rekening worden gebracht. Dit gebeurt door de genormaliseerde conusweerstand te vervangen door de zogenoemde 'schoon zand'-conusweerstand $q_{c;1;N;cs}$ volgens:

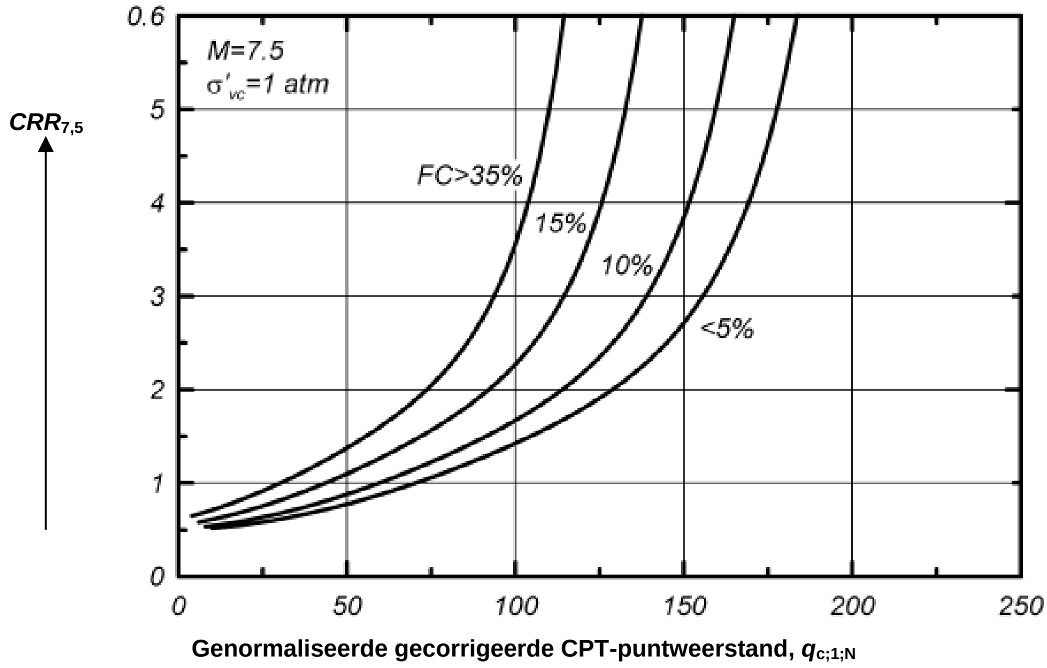
$$q_{c;1;N;cs} = q_{c1;N} + \Delta q_{c;1;N} \quad \text{(D.12)}$$

De correctiefactor $\Delta q_{c;1;N}$ is een functie van het percentage 'fines' (FC) en de genormaliseerde conusweerstand $q_{c;1;N}$. De uitdrukking voor $\Delta q_{c;1;N}$ is:

$$\Delta q_{c;1;N} = 5.4 + (q_{c;1;N} / 16) \cdot \exp(1{,}63 + 9{,}7 / (FC + 0.01) - (15{,}7 / (FC + 0{,}01))^2) \quad \text{(D.13)}$$

Het percentage 'fines' (FC) wordt uitgedrukt als een percentage.

OPMERKING 3 Bij onderzoek naar de verwekingsgevoeligheid van wadafzetingen is gebleken dat de in de EERI-monograph aangegeven correctie voor het percentage 'fines' wellicht niet geschikt is voor toepassing bij deze afzettingen. Voor het beoordelen van de verwekingsgevoeligheid van deze lagen behoort een ter zake deskundige te worden geraadpleegd.

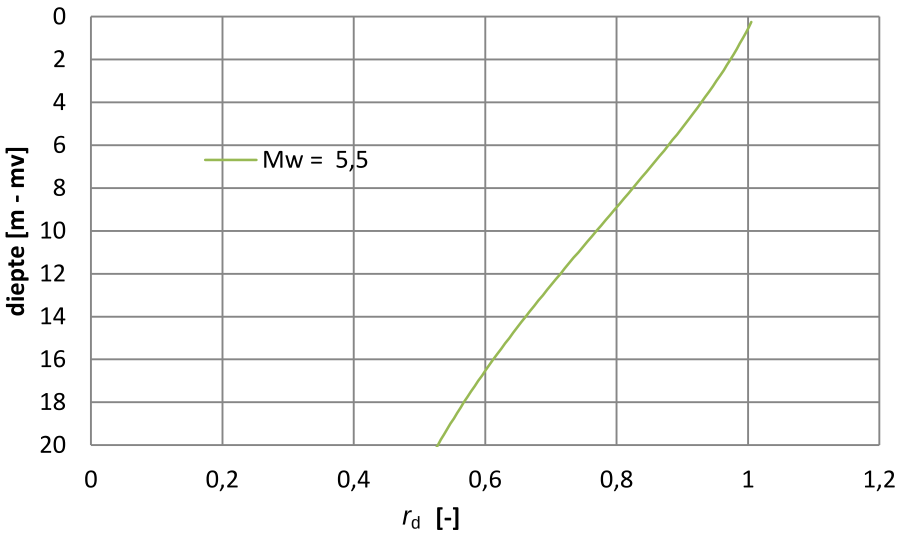


Figuur D.3 — Correctiefactoren voor het effect van een hoger aandeel fijne korrels (FC = fines content)

D.6 Bepaling r_d

De factor r_d brengt in rekening dat de relatieve schuifspanningsamplitude verloopt met de diepte. De factor is 1 aan het maaiveld en neemt in het algemeen af met de diepte.

OPMERKING 1 In EERI MNO-12 is een uitdrukking gegeven voor de factor r_d als functie van de magnitude en van de diepte. In de daar gegeven uitdrukkingen zijn de grondopbouw, de piekgrondversnelling en de frequentie-inhoud van de aardbeving geen parameters. Dit is weergegeven in figuur D.4, die is ontleend aan EERI MNO-12.



Legenda

M_w momentmagnitude

Figuur D.4 — Grootte r_d

D.7 Bepaling van de ‘scaling factor’

Voor de situatie bedoeld in deze NPR behoort te worden gerekend met *MSF* = 1,8.

OPMERKING 1 De grootte van de ‘Magnitude Scaling Factor’ (*MSF*) wordt bepaald uit de momentmagnitude (M_w) van de beschouwde aardbeving. In het algemeen zal een zwaardere aardbeving langere aardbevingssignalen genereren met meer belastingswisselingen. De invloed hiervan wordt via de *MSF* in rekening gebracht. In het algemeen zal bij een lagere magnitude het aantal wisselingen afnemen en daarmee de grootte van de *MSF* toenemen. De grenswaarde van de *MSF* = 1,8 volgens EERI MNO-12 is gebaseerd op de overweging dat elke aardbeving ten minste één belastingswisseling kent. Hogere waarden van de *MSF* worden als onconservatief gezien voor het toepassingsgebied van deze NPR.

OPMERKING 2 Indien uit nadere studie blijkt dat er behoort te worden gerekend met aardbevingen met een magnitude groter dan 5,0 behoort met een lagere waarde voor de *MSF* te worden gerekend.

OPMERKING 3 In NEN-EN 1998-5 wordt voor de *MSF* het symbool C_M gebruikt. De in deze NPR gegeven waarde voor de *MSF* wijkt af van de in NEN-EN 1998-5 gegeven waarde.

D.8 Bepaling K_σ

OPMERKING De factor K_σ brengt in rekening dat bij hogere spanningsniveaus en dezelfde relatieve schuifspanningsamplitude *CSR* de verwekingsgevoeligheid toeneemt.

De factor K_σ wordt bepaald met de uitdrukkingen (D.12) en (D.13):

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_{v;c}}{p_{ref}}\right) \text{ met } K_\sigma \leq 1{,}1 \qquad \text{(D.14)}$$

waarbij:

$$C_\sigma = \frac{1}{37{,}3 - 8{,}27\left(q_{c;1;N}\right)^{0{,}264}} \text{ met } C_\sigma \leq 0{,}3 \qquad \text{(D.15)}$$

waarin:

K_σ is de correctiefactor voor de isotrope spanningstoestand;

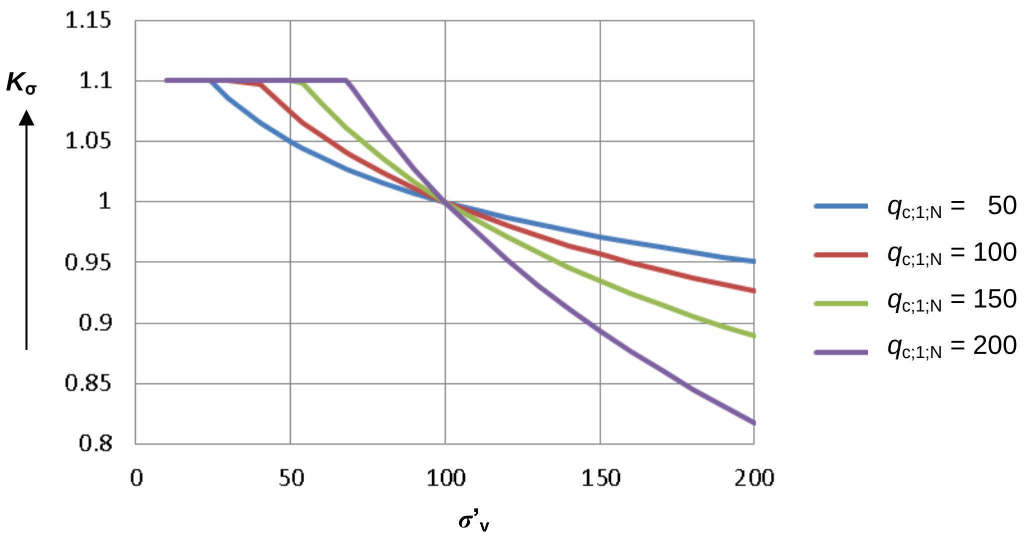
p_{ref} is de referentiespanning (= 100 kPa);

$C\sigma$ is de coëfficiënt voor gebruik in uitdrukkiing (D.12);

$q_{c;1;N}$ is de genormaliseerde conusweerstand;

$\sigma'_{v;c}$ is de gecorrigeerde effectieve verticale spanning op het moment van sonderen, in kPa.

Het verloop van K_σ als functie van de verticale spanning en de relatieve dichtheid is weergegeven in figuur D.5.



Figuur D.5 — Verband $K\sigma$ met de effectieve verticale spanning σ'_v

D.9 Bepaling K_α

In deze NPR is uitgegaan van een horizontaal maaiveld, waarvoor geldt $K_\alpha = 1$.

OPMERKING De factor K_α brengt in rekening dat bij taluds de gevoeligheid tegen verweking afwijkt van die bij situaties met een horizontaal maaiveld. Indien nodig kan voor taluds de grootte van deze factor worden gevonden in de gespecialiseerde literatuur, zoals EERI MNO-12 ([Idriss Boulanger 2008 [23]).

D.10 Wateroverspanning bij onvolledige verweking

OPMERKING 1 In deze paragraaf is aangegeven op welke wijze de (relatieve) wateroverspanning kan worden bepaald. Het resultaat van deze bepaling van de wateroverspanning is te beschouwen als de representatieve waarde aan het einde van de aardbeving.

OPMERKING 2 In NEN-EN 1998-5 is niet aangegeven met welke wateroverspanning behoort te worden gerekend indien de veiligheid tegen verweking γ_L groter is dan 1. Toch zal er in die situaties sprake zijn van wateroverspanning, zonder dat de desbetreffende grondlaag volledig verweekt. In aanvulling op NEN-EN 1998-5 worden daarom in deze paragraaf voor deze situatie aanwijzingen gegeven.

Indien de veiligheid tegen verweking γ_L groter is dan 2,0 zal de wateroverspanning gering zijn en hoeft geen rekening te worden gehouden met opbouw van wateroverspanning.

Indien de veiligheid tegen verweking γ_L kleiner is dan 1,25 behoort rekening te worden gehouden met volledige verweking.

Voor tussenliggende waarden van de veiligheid tegen verweking behoort voor de toetsing met een beperkte wateroverspanning rekening te worden gehouden.

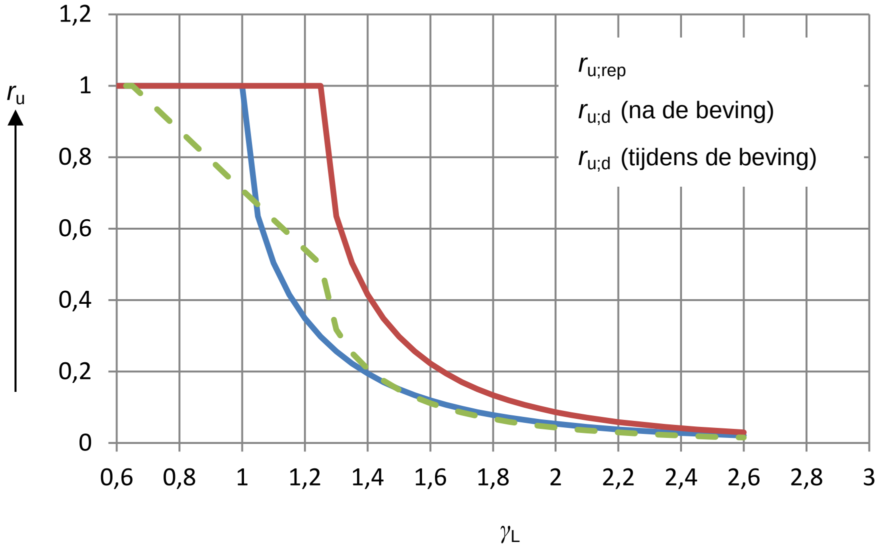
De relatieve wateroverspanning kan worden bepaald volgens uitdrukking (10.1).

OPMERKING In tabel D.1 is uitdrukking (10.1) in getalwaarden weergegeven. Zie hiervoor ook figuur D.6.

Tabel D.1 — Wateroverspanning (representatieve waarde en rekenwaarde na en tijdens de beving) als functie van de veiligheidsfactor γ_L tegen verweking

γ_L [-]	**Representatieve waarde**	**Rekenwaarde**	
	$r_{u;rep}$ [-]	$r_{u;d}$ **na** [-]	$r_{u;d}$ **tijdens** [-]
0,5	1	1	1
0,625	1	1	1
1,0	1,0	1,0	0,7
1,1	0,50	1,0	0,62
1,2	0,35	1,0	0,54
1,25	0,30	1,0	0,5
1,3	0,26	0,67	0,34
1,4	0,19	0,46	0,23
1,5	0,15	0,35	0,17
1,6	0,12	0,27	0,14
1,7	0,10	0,22	0,11
1,8	0,08	0,18	0,09
2,0	0,05	0,12	0,06

OPMERKING r_u is de relatieve wateroverspanning. Dit is de verhouding tussen de wateroverspanning en de effectieve verticale spanning voorafgaand aan de aardbeving; bij volledige verweking is $r_u = 1$.



OPMERKING De blauwe lijn is de representatieve waarde na de aardbeving. De rode lijn is de rekenwaarde van de (relatieve) wateroverspanning na de aardbeving. De groene gestreepte lijn is de rekenwaarde die mag worden gebruikt voor een toets tijdens de aardbeving.

Figuur D.6 — Relatieve wateroverspanning r_u

Bijlage E
(informatief)

Bepaling van de maaiveldzakking door verdichting

E.1 Model Yoshimine

De maaiveldzakking door verdichting volgt uit de integratie van de verticale rekken over de verticale as. Hierbij mag de verticale rek worden gelijkgesteld aan de volumerek. De verdichting kan worden bepaald met de uitdrukkingen in [Yoshimine et al 2006]. In deze bijlage is de aldaar beschreven procedure weergegeven. De te nemen stappen voor de bepaling van de volumerek zijn:

a) Bepaal de veiligheid tegen verweking (γ_L), zie voor de bepaling daarvan hoofdstuk 10 van deze NPR.

b) Bepaal de relatieve dichtheid van het zand (R_e), te bepalen uit bijvoorbeeld een correlatie met de conusweerstand. Voor het bepalen van de relatieve dichtheid kan gebruik worden gemaakt van 7.6.3.3(e) van NEN 9997-1.

De bepaling van de volumerek gaat vervolgens via de volgende stappen:

1) Bepaal de hulpfactor F_{ult} (met R_e in %):

indien $R_e < 39{,}2$ % dan is $F_{ult} = -0{,}9524$ (E.1)

indien $R_e \geq 39{,}2$ % dan is $F_{ult} = -0{,}0006 \times R_e^2 + 0{,}047 \times R_e + 0{,}032$ (E.2)

2) Bepaal de maximale schuifrekamplitude $\gamma_{c;max}$ in %

indien $F_{ult} \leq \gamma_L \leq 2.0$ dan is $\gamma_{c;max} = 3{,}5 \times (2 - \gamma_L) \times ((1 - F_{ult}) / (\gamma_L - F_{ult}))$ (E.3)

indien $\gamma_L \geq 2.0$ dan is $\gamma_{c;max} = 0$ (E.4)

indien $\gamma_L \leq F_{ult}$ dan is $\gamma_{c;max} = \infty$ (E.5

3) Bepaal de maximale volumerek $\varepsilon_{vc;max}$ in %

indien $\gamma_{c;max} \leq 8\%$ dan is $\varepsilon_{vc;max} = 1{,}5 \times \gamma_{c;max} \times \exp(-0{,}025 \times R_e)$ (E.6)

indien $\gamma_{c;max} \geq 8\%$ dan is $\varepsilon_{vc;max} = 12 \times \exp(-0{,}025\ R_e)$ (E.7)

waarin:

R_e is de relatieve dichtheid van het zand, in %;

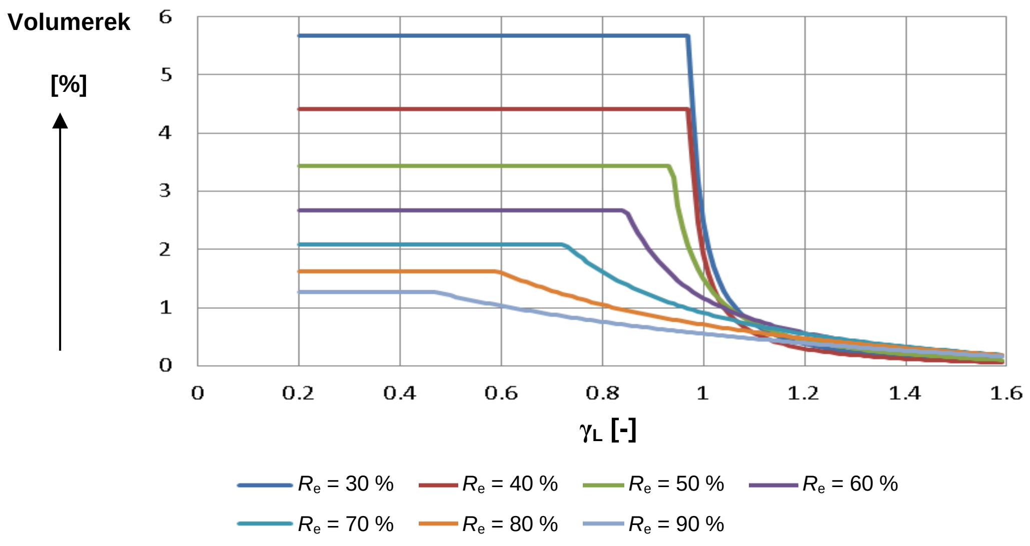
F_{ult} is een dimensieloze hulpfactor;

γ_L is de veiligheid tegen verweking [-];

$\gamma_{c;max}$ is de maximale schuifrekamplitude, in %;

$\varepsilon_{vc;max}$ is de maximale volumerek, in %.

OPMERKING Figuur E.1 toont de met bovenstaande uitdrukkingen berekende volumerek als functie van de veiligheidsfactor γ_L tegen verweking en de relatieve dichtheid.



Figuur E.1 — Verdichting (volumerek) als functie van de veiligheidsfactor tegen verweking γ_L en de relatieve dichtheid R_e

Bijlage F
(informatief)

Verificatie van het constructieve gedrag van bouwconstructies door niet-lineaire analyse

F.1 Inleiding

Een niet-lineaire dynamische tijdsdomeinanalyse (NLRHA: Non-Lineair Response History Analyses) geeft de mogelijkheid het gedrag van een bouwconstructie onder een aardbevingsbelasting direct met een voldoende betrouwbaarheid te simuleren. Het numerieke model van de bouwconstructie, ook wel eindige-elementenmodel genoemd, behoort het verloop van de beweging van de grond te beschrijven evenals de respons van de constructie ten gevolge van deze grondbeweging tijdens de aardbeving.

OPMERKING 1 Het rekenen met niet-lineaire programma's is (nog) geen gemeengoed onder constructeurs en vergt een grote kennis van de werking van dergelijke programma's. Daarom behoort omzichtig met dergelijke methoden te worden omgegaan. De constructeur behoort zich per te beoordelen gebouw af te vragen of de te gebruiken methode geschikt is voor het beoogde doel. Daartoe behoort het programma te zijn gevalideerd. Deze bijlage F geeft een eerste indicatie waar bij toepassing van deze methoden rekening mee behoort te worden gehouden

OPMERKING 2 De kwaliteit van de uitkomsten van een niet-lineaire dynamische tijdsdomeinanalyse is sterk afhankelijk van verschillende parameters, zie ook F.8.

OPMERKING 3 Met deze methode kunnen het effect van de gelijktijdige interactie van het gedrag onder bewegingen in drie richtingen, het effect van meervoudige trillingen en typen vervorming van de bouwconstructie, het effect van cyclische reductie van sterkte- en stijfheidseigenschappen, en het gedrag van wanden in en uit het vlak,enz. In de analyse worden meegenomen, waarbij geen theoretische restricties bestaan voor het toepassingsgebied.

De in deze bijlage beschreven procedure kan worden gebruikt om met een niet-lineaire analyse vast te stellen of de betrouwbaarheid van een constructie onder een aardbeving aan de gestelde eisen gerelateerd aan de vereiste grenstoestand NC voldoet.

OPMERKING 4 Deze bijlage is bedoeld voor de verificatie van de constructieve betrouwbaarheid van bestaande bouw en verbouwingen (versterkingen).

OPMERKING 5 De procedure beschreven in deze bijlage kan ook worden gebruikt voor de verificatie van de constructieve veiligheid van nieuwbouw, maar geen van de in deze bijlage opgenomen parameters is toegesneden op deze verificatie.

OPMERKING 6 Deze bijlage geeft geen aanwijzingen voor het niet-lineair verifiëren van de grenstoestanden SD en DL.

Bij de analyse voor het toetsen op de grenstoestand NC behoort van een van de volgende procedures te worden uitgegaan:

a) een betrouwbare numerieke simulatie waardoor het gedrag in de grenstoestand NC wordt aangetoond onder geschaalde grondbewegingen met een verloop dat representatief is voor de desbetreffende locatie, of

b) een betrouwbare numerieke simulatie waarbij NEN-EN 1998-3 wordt gevolgd, waarbij aan de criteria van grenstoestand NC wordt voldaan indien wordt geverifiëerd dat aan de grenstoestand SD wordt voldaan, bij een rekenwaarde van de piekgrondversnelling ter grootte van ¾ van de voor de grenstoestand NC vastgelegde versnelling.

Voor de procedure beschreven onder a) behoort een belastingsgeschiedenis te worden geselecteerd en geschaald als aangegeven in deze bijlage. Uit de verificatie behoort te blijken dat bezwijken niet aannemelijk is in elk van de simulaties voor een reeks (van in principe 11) signalen, bestaande uit series van piekgrondversnellingen.

Bij de procedure beschreven onder b) is voldaan aan de critera voor NC indien wordt voldaan aan de vervormings- en capaciteitsgrenzen, gespecificeerd voor de relevante materiaaltypen in bijlagen A tot en met C van NEN-EN 1998-3.

OPMERKING 7 Geadviseerd wordt om rekenprogramma's te gebruiken die in staat zijn om het werkelijke bezwijken voldoende betrouwbaar te voorspellen (zie F.8.2).

F.2 Voorwaarden aan rekenprogramma's gerelateerd aan grenstoestanden

F.2.1 Grenstoestand NC

Het geselecteerde berekeningsmodel en de gebuikte rekenprogramma's behoren het constructieve bezwijken te voorspellen. De modellen die in de rekenprogramma's worden gebruikt behoren voldoende gedetailleerd te zijn. De rekenprogramma's gebruikt voor het berekenen van constructief bezwijken met behulp van een niet-lineaire tijdsdomeinanalyse behoren de volgende eigenschappen bezitten:

a) betrouwbare niet-lineaire materiaal/elementmodellen met de mogelijkheid tot reductie van de sterkte, stijfheid en relaxatie van spanning in het gebied van de beoogde toepassing;

b) in staat zijn grote vervormingen en tweede-orde-effecten expliciet in rekening te brengen;

c) de mogelijkheid bieden om gedrag uit het vlak van wanden te beschrijven;

d) over een rekenmodule beschikken ('time domain solver') die blijft functioneren gedurende een verregaande staat van beschadiging, mede in regimes met afnemende stijfheid en nadat plaatselijk bezwijken heeft plaatsgevonden.

F.2.2 Grenstoestand SD

Om de robuustheid van een ontwerp ten aanzien van de grenstoestand SD te kunnen verifiëren, behoort het rekenprogramma te voldoen aan de voorwaarden a), b) en c) als aangegeven onder F.2.1.

OPMERKING 1 Het vaststellen van de grenstoestand SD is, in tegenstelling tot de grenstoestand NC, niet gericht op de simulatie van constructief bezwijken. Daardoor zijn de voorwaarden aan het rekenprogramma minder streng. Het rekenprogramma behoort in staat te zijn betrouwbare uitkomsten te genereren ten aanzien van het niet-lineaire dynamische gedrag van de bouwconstructie tot in het stadium van significante beschadiging.

OPMERKING 2 Vaststelling van het gedrag in de grenstoestand SD is primair gerelateerd aan vervormingen, zoals horizontale verplaatsing van verdiepingsvloeren en rotatie van plastische scharnieren, en niet gerelateerd aan krachten. Die elementen waarbij de optredende spanningen bepalend zijn voor het bezwijken, worden gecontroleerd op hun vervormingen.

F.3 Constructief modelleren

F.3.1 Algemeen

De bouwconstructie behoort te worden gerepresenteerd door een 3D-model, waarin de verdeling van massa, stijfheid, vervormingsvermogen, sterkte en demping zijn meegenomen. Het eindige-elementenmodel behoort te worden opgedeeld in voldoende rekenelementen met bijhorende eigenschappen, zodanig dat alle mogelijke mechanismen die leiden tot bezwijken kunnen worden onderkend. Het model behoort ook de weerstandsmechanismen in de dwarsrichting, en weerstandsmodellen op basis van de zwaartekracht, schijfwerking en verbindingen te kunnen beoordelen.

De simulatie behoort rekening te houden met de optredende belastingen vanuit de fundering, voorafgaand aan de aardbeving, tijdens de aardbeving en na de aardbeving.

F.3.2 Vervormingskritische en krachtskritische capaciteit

Bij het modelleren behoort onderscheid te worden gemaakt tussen ductiele (vervormingskritische) en brosse (krachtskritische) weerstandmechanismen. Een constructief element kan zowel gelijktijdig vervormingskritische als krachtskritische weerstandscomponenten bevatten.

OPMERKING 1 Een gewapend betonnen balk kan vervormingskritisch zijn op buiging en krachtskritisch op afschuiving.

OPMERKING 2 Informatie met betrekking tot het classificeren van componenten of mechanismen als ‘ductiel’ of ‘bros’ kan worden gevonden in de desbetreffende materiaalgerelateerde bijlagen van NEN-EN 1998-3.

F.3.3 Capaciteit van constructie-elementen

F.3.3.1 Algemeen

Bij het modelleren op basis van capaciteit behoren de constructieve karakteristieken van constructie-elementen (met inbegrip van de beschrijving van sterkte- en hysteresisgedrag) te worden gebruikt als invoerparameters.

F.3.3.2 Vervormingskritische capaciteit

Bij het modelleren op basis van capaciteit behoort te worden uitgegaan van de verwachtingswaarde van de sterkte in geval van een vervormingskritisch draagvermogen van constructieve elementen. Het model behoort de volgende eigenschappen te beschouwen:

- de verwachtingswaarde van de stijfheid, en
- afhankelijk van het toegepaste materiaal:
  - de verwachtingswaarde van de vloeispanning;
  - versteviging of ontsteviging van de materiaalsterkte, afhankelijk van de rekken (‘strain-hardening’- en ‘strain-softening’-relatie);
  - de achteruitgang van eigenschappen bij cyclische belasting;
  - potentiële breuk.

F.3.3.3 Krachtskritische capaciteit

Bij het modelleren op basis van capaciteit behoort te worden uitgegaan van de brosse sterkte bij een krachtskritisch draagvermogen van constructieve elementen.

OPMERKING 1 Onder brosse sterkte wordt verstaan de verwachtingswaarde van de sterkte gedeeld door de partiële materiaalfactor, bij het ontbreken van plastische capaciteit.

OPMERKING 2 De waarden van de partiële factoren voor materialen kunnen worden gevonden in de hoofdstukken 5 tot en met 9 van deze NPR.

F.3.3.4 Basis voor de verwachte sterktecapaciteit

Bij het modellleren op basis van capaciteit behoort voor de verwachtingswaarde van de sterkte van materialen de gemiddelde waarde te worden aangehouden.

Bij bestaande bouw behoort deze te zijn verkregen op basis van ter plaatse uit het gebouw genomen monsters of op grond van informatie in overeenstemming met NEN 8700, zie verder ook F.5. Indien geen resultaten voorhanden zijn die zijn bepaald op grond van proefstukken ontleend aan het gebouw, kunnen, voor zover representatief, de waarden uit de materiaalgebonden hoofdstukken 5 tot en met 9 van deze NPR worden aangehouden.

Voor die delen die worden verbouwd, behoren gemiddelde waarden te worden gebruikt voor de materiaaleigenschappen, die behoren te worden afgeleid van de karakteristieke waarden van deze materialen. Zie hiervoor NEN-EN 1992 tot en met NEN-EN 1996 en NEN-EN 1999.

OPMERKING Dit geldt ook voor nieuwbouw.

De te gebruiken versteviging of ontsteviging van de materiaalsterkte, afhankelijk van de rekken (‘strain-hardening’- en ‘strain-softening’-relatie) en het gedrag onder cyclische belasting, volgen uit geharmoniseerde (product)normen of bij het ontbreken daarvan uit relevante proeven.

F.3.4 Voorwaarden aan modellen voor elementgedrag

F.3.4.1 Krachtsbepaalde capaciteit

Voor krachtsbepaalde weerstandsmodellen ter bepaling van de capaciteit mag worden uitgegaan van lineaire elasticiteit in combinatie met de verwachte stijfheid en demping. De te verwachten stijfheid en demping in het model worden geacht gelijk te zijn genomen aan de gemiddelde waarden.

Voor bestaande bouwconstructies is aan te bevelen ook breukgedrag van het constructieve element te modelleren, vanaf het moment dat het stadium van brosse breuk wordt bereikt.

OPMERKING 1 Dit geeft de mogelijkheid de gevolgen van een potentiële breuk vast te stellen.

Waar dit (bijvoorbeeld door de begrenzing van de mogelijkheden van de gebruikte rekenprogramma’s) niet mogelijk is, behoort voor het maximaal benodigde draagvermogen, bepaald op grond van lineair elastisch materiaalgedrag, achteraf te worden gecontroleerd of dit krachtsniveau op grond van de materiaaleigenschappen en breukcriteria ook werkelijk kan worden bereikt.

OPMERKING 2 In geval van nieuwbouw of verbouw verdient het aanbeveling om slechts te modelleren op het maximaal te bereiken sterkteniveau uitgaande van lineair-elastisch gedrag, dat als basis voor het ontwerp wordt gehanteerd.

F.3.4.2 Vervormingskritische capaciteit

F.3.4.2.1 Algemeen

De modellering die voor een specifiek probleem wordt gekozen behoort te worden geverifiëerd door het voorspelde gedrag te vergelijken met de gegevens verkregen uit proeven op soortgelijke constructies of constructieve elementen, onderworpen aan een cyclische belasting.

OPMERKING Aandachtspunten ten aanzien van het kiezen van een geschikt model zijn onder andere:

- de geschiktheid van eendimensionale elementen om geometrie en gedrag voor te stellen, in vergelijking met tweedimensionale of driedimensionale elementen;
- potentiële koppeling tussen de weerstand ten gevolge van axiale belasting, buigend moment en dwarskracht;
- de beschikbaarheid van geschikte, bij voorbaat gedefinieerde, ‘fenomenologische’ regels voor hysteresisgedrag;
- weergave van de terugval van sterkte en stijfheid, zowel tussen opeenvolgende belastingscycli als binnen een cyclus.

F.3.4.2.2 Eendimensionale (balk)elementen

F.3.4.2.2.1 Algemeen

Een niet-lineaire analyse mag worden uitgevoerd met balkelementen, indien de bouwconstructie bestaat uit een samenstel van balken, kolommen en ankers. Een keuze behoort te worden gemaakt tussen een van de volgende balkelementmodellen:

a) elastische balken met plastische zones (plastische scharnieren) aan de beide uiteinden, of

b) balken met gelijkmatig verdeelde plasticiteit, waarbij de doorsnede wordt weergegeven als een serie van niet-lineaire vezels (integratiepunten) in elke doorsnede en over de volle lengte van het element.

OPMERKING In zijn algemeenheid echter wordt niet-lineaire axiale/momentinteractie gerepresenteerd in balkelementen en wordt afschuifgedrag veelal niet beschouwd in de analyse. Dit kan voor bepaalde typen bouwconstructies tot onrealistische uitkomsten leiden. Er wordt erop vertrouwd dat de aanname bij balkroosters dat vlakke doorsneden vlak blijven juist is, wat niet altijd realistisch is bij grote krommingen of een grote mate van afschuifbreuk.

F.3.4.2.2.2 Elastische balken met opgesomde plastische zones door middel van plastische scharnieren aan de beide uiteinden

Ingeval elastische balken met plastische zones in de vorm van plastische scharnieren aan de beide uiteinden worden gehanteerd in het niet-lineaire model, behoort een duidelijke keuze te worden gemaakt om de mate van degradatie voldoende nauwkeurig te representeren.

OPMERKING 1 Het gebruik van balken met plastische zones levert meer problemen op om correcte uitkomsten te genereren in het geval dat sprake is van substantiële achteruitgang in materiaalsterkte als gevolg van cyclische belastingswisselingen.

Dit kan worden bereikt door een van de volgende curven te gebruiken:

a) een (op de omhullende van cyclische proeven gebaseerde) gereduceerde ruggengraatcurve (backbone-curve), of

b) een monotone curve met hysteresisregels die de achteruitgang van de weerstand in rekening brengen bij elke cyclus.

OPMERKING 2 De respons van balken met niet-plastische zones in het niet-buigzame deel wordt veelal gerepresenteerd door een niet-lineair moment versus een scharnier-rotatie-ruggengraatcurve in combinatie met hysteresisregels voor het plastische scharnier. Dit zijn volledig phenomenologische modellen. Ruggengraatcurves en hysteresisregels zijn ontwikkeld voor verschillende details, waarbij wordt gerefereerd aan het gedrag gemeten in cyclische proeven op representatieve fysische constructieve elementen. Dergelijke modellen werken vooral voor ductiele seismische constructieve elementen, zoals gedrongen stalen elementen en goed omsloten gewapende betonnen balken die stabiel hysteresisgedrag vertonen.

OPMERKING 3 De curve beschreven onder b) wordt aanbevolen, omdat wordt verwacht dat deze meer realistische resultaten oplevert, voornamelijk omdat de cyclische omhullende in het algemeen een functie is van de volgorde waarin belastingscycli worden opgelegd gedurende een proef. Gebruik van de curve beschreven onder b) verschaft daarnaast ook inzicht in verlies van sterkte tussen de verschillende cycli en in verlies van sterkte binnen een cyclus. Het verlies van sterkte binnen een cyclus leidt tot meer schade, omdat dit onmiddellijk een achteruitgang in stijfheid in het element betekent.

F.3.4.2.2.3 Balken met gelijkmatig verdeelde plasticiteit

Wanneer gebruik wordt gemaakt van balken met gelijkmatig verdeelde plasticiteit waarbij de doorsnede wordt weergegeven als een serie van niet-linaire vezels (integratiepunten) over elke doorsnede en over de lengte van het element, behoort voor de analyse een afdoende aantal rekenelementen in het eindige-elementenmodel te zijn opgenomen over de lengte van een gemodelleerd constructief element.

OPMERKING Deze methode wordt vaak toegepast voor constructieve elementen van gewapend beton. Omdat de doorsnede bestaat uit een serie van vezels van beton en een serie van vezels van wapeningsmateriaal, kunnen de weerstand en stijfheid van elke doorsnede goed worden gerepresenteerd door de niet-lineaire eigenschappen van de vezels. Ook andere aspecten van het constructieve gedrag, zoals verbrokkelen van het beton, effecten van opsluiting van de betoneigenschappen, vloeien van de beugels en hechting tussen beton en wapening, kunnen worden gemodelleerd met deze methode.Het directe representeren van scheuren in het beton, vloeien van de wapening en versteviging maken het mogelijk axiale-buiging-interactie weer te geven. Het hysteresisgedrag van de balk wordt bepaald door het hysteresisgedrag van de afzonderlijke materialen. In het algemeen is afschuiving niet gekoppeld en als elastisch gemodelleerd, hoewel sommige rekenprogramma's faalcondities voor afschuiven kennen. Dit kan in bepaalde gevallen een beperking opleveren voor de bruikbaarheid van de software.
De niet-lineaire prestatie van het element wordt uitgedrukt in termen van een spannings-rekrelatie en niet in termen van een moment-rotatierelatie in het scharnier. Als gevolg van het feit dat de rekgradiënt in het gebied waar een plastisch scharnier optreedt erg hoog kan zijn, is het noodzakelijk het constructieve element op te delen in een voldoende aantal kleine elementen van het eindige-elementenmodel.

F.3.4.2.3 Schaalelementen

Schaalelementen behoren te worden gebruikt voor bouwconstructies waar in- en uit-het-vlak bezwijken als gevolg van de laterale belastingen kan optreden.

OPMERKING 1 Validatie van de wijze van modellering, gekoppeld aan specifieke software, aan resultaten van relevante proeven, is essentiëel om voldoende betrouwbare uitkomsten te kunnen genereren.

OPMERKING 2 Een model bestaande uit schaalelementen overwint problemen die naar voren komen bij gebruikmaking van 'equivalente raamwerk'-idealiseringen door eendimensionale balkelementen. Met de schaalelementen kan de algemene omtrek van de geometrie worden gemodelleerd, en verdwijnt het onderscheid tussen balken (kolom-vloer- of kolom-balk-hoekvullingen), kolommen (pijlers) en verbindingszones. Het verdwijnen van dat onderscheid geldt ook voor de specifieke modelleerregels hiervoor. Schaalelementen kunnen simultaan de interactie tussen in- en uit-het-vlak-gedrag weergeven.

OPMERKING 3 Schaalelementen zijn ook een goede optie voor niet-starre en/of niet-lineaire schijven.

OPMERKING 4 Alleen voor ductiele materialen, zoals staal, zijn er op het moment van publiceren van deze NPR relatief goed gevalideerde materiaalomschrijvingen van schaalelementen voorhanden. De gebruiker heeft derhalve slechts beperkt keus voor het modelleren van gewapend beton of metselwerk met tweedimensionale elementen in de meeste rekenprogramma's.

F.3.4.2.4 Volume-elementen

Wanneer volume-elementen worden gebruikt, behoren de modelleermethoden te worden gevalideerd ten opzichte van relevante fysische proeven, analytische modellen en andere rekenprogramma's om tot betrouwbare uitkomsten te komen.

OPMERKING 1 Het wordt in deze situatie aanbevolen om ten minste de voorspellingen voor eendimensionale lineaire locatieafhankelijke respons en de mogelijkheden voor het voorspellen van het theoretische constructieve falen van de in grond ingebedde fundering te verifiëren.

OPMERKING 2 Volume-elementen worden voornamelijk gebruikt voor het modelleren van de grond. Een aantal niet-lineaire hysteresisgrondmodelllen is beschikbaar in verschillende softwarepaketten.

F.3.4.3 Verbindingen

In het model van de bouwconstructie behoren ten behoeve van de analyse met het niet-lineaire rekenprogramma de verbindingen realistisch te worden gemodelleerd. Elk potentieel faalmechanisme dat kan leiden tot desintegratie als gevolg van aardbevingsbelasting behoort in het rekenmodel te zijn meegenomen.

OPMERKING 1 De deugdelijkheid van de verbindingen tussen de verschillende constructieve onderdelen is essentiëel voor het bestand zijn tegen tegen aardbevingen. Verbindingen in bestaande gebouwen zijn vaak niet ontworpen op aardbevingsbelastingen of gedetailleerd op verend vermogen. Veel verbindingen in bestaande gebouwen zijn afhankelijk van zwaartekracht en wrijving voor het weerstaan van zijdelingse krachten. Wanneer bij de beoordeling van bestaande bouwconstructies de aard en details van een verbinding niet afdoende kunnen worden vastgesteld op grond van archiefonderzoek kan (destructief) visueel onderzoek nodig zijn.

OPMERKING 2 Verbindingen kunnen op verschillende wijzen worden gemodelleerd, zoals:

a) niet-lineaire veren of korte balken;
b) contactvlakken die oplegging en wrijving representeren.

Methode b) wordt aanbevolen indien falen van de verbinding door verlies van verticale draagkracht kan ontstaan als gevolg van afschuiven door een horizontale beweging die in de verbinding behoort te worden overdragen.

OPMERKING 3 Stijve verbindingen kunnen worden gemodelleerd als elastische of starre aansluitingen. De deugdelijkheid van de modellering behoort aan het eind van de analyse te worden beoordeeld bij de kritische combinaties van de piekbelastingen. Het nadeel hiervan kan zijn dat de gehele analyse ongeldig wordt indien aan het slot van de berekening blijkt dat de verbinding de krachten niet kan opnemen.

F.3.5 Demping

F.3.5.1 Bronnen van demping

F.3.5.1.1 Algemeen

De invloed van demping behoort in het model te worden meegenomen. Demping van een constructie bij een niet-lineaire seismische respons kan optreden ten gevolge van de volgende oorzaken:

a) intrinsieke materiaaldemping bij kleine vervormingen;

b) energiedissipatie in niet in de modellering meegenomen secundaire seismische elementen, dissipatieve opleggingen en andere dissipatieve hulpmiddelen,

c) hysteresisdemping gerelateerd aan niet-lineaire energiedissipatie, en

d) funderingsdemping (materiaal- en uitstralingsdemping).

F.3.5.1.2 Intrinsieke materiaaldemping

Energiedissipatie behoort te worden opgenomen in het model.

OPMERKING Alle materialen dissiperen energie gedurende trillingen in de elastische fase. Voor de meeste constructieve materialen is deze demping klein, in de orde van grootte van 0,5 % tot 2 % van de kritische waarde.

F.3.5.1.3 Energiedissipatie in niet in de modellering meegenomen secundaire seismische elementen

Secundaire seismische elementen behoren in beginsel te worden beschouwd in het model.

OPMERKING De cyclische deformatie van primaire seismische elementen leidt tot cyclische deformatie van daaraan verbonden secundaire seismische elementen, zoals scheidingswanden, ramen, deuren, enz. Er is additionele stijfheid en energiedissipatie ten gevolge van de deelname van zulke componenten. In normale omstandigheden zijn deze effecten klein en mogen worden verwaarloosd.

F.3.5.1.4 Hysteresisdemping gerelateerd aan niet-lineaire energiedissipatie

Hysteresisdemping afkomstig van de cyclisch niet-lineaire respons van de constructieve materialen en de grond behoort in het model te worden beschouwd.

OPMERKING De niet-lineaire tijdsdomeinanalyseprocedure genereert normaliter automatisch hysteresisdemping afkomstig van de cyclisch niet-lineaire respons van de constructieve materialen en de grond.

F.3.5.1.5 Funderingsdemping

Funderingsdemping behoort te worden beschouwd.

OPMERKING De respons van de constructie wordt automatisch gedempt door de dissipatie van de energie in de grond naast de funderingselementen en door uitstraling van energie vanuit de constructie in golfbewegingen in de grond tot in het oneindige. Dit geldt in het bijzonder daar waar grond-constructie-interactie wordt gemodelleerd.

F.3.5.2 Modeldemping

De demping gespecificeerd in het model behoort alleen de intrinsieke demping bij kleine rek en de demping door secundaire seismische elementen weer te geven.

OPMERKING De andere dempingsvormen worden automatisch meegenomen.

Aanbevolen wordt voor lage woongebouwen met verblijfsvloeren niet hoger dan 13 m boven het maaiveld, geconstrueerd met verschillende materialen, waarden te hanteren als gegeven in tabel F.1.

Tabel F.1 — Materiaalafhankelijke demping van het model van het gebouw

Constructiemateriaal	**Intrinsieke demping** [%]
Beton	2 tot 5
Staal	1,5
Hout	2
Metselwerk met lijmvoegen	4 tot 8
Metselwerk met mortel voor algemene toepassing	2 tot 8

F.3.5.3 Implementatie van demping

F.3.5.3.1 Rayleigh-demping

Uitgegaan mag worden van de algemeen geaccepteerde systeemdemping volgens de methode Rayleigh, waarbij de volgende aspecten specifiek behoren te worden beschouwd:

a) de lagere frequentie waarmee de specifieke demping overeen behoort te komen, behoort in voldoende mate de verlenging van de trillingsperiode af te dekken die wordt verwacht bij een niet-lineaire seismische respons;

b) de hogere frequentie waarmee de specifieke demping behoort overeen te komen, behoort in voldoende mate de hoogste modale frequenties af te dekken waarin een significante bijdrage aan de seismische respons wordt verwacht;

c) de ‘stijfheidsevenredige’ dempingsterm behoort van toepassing te zijn op de afnemende tangentiële stijfheid bij de voortgang van de berekening (deze term behoort mee te veranderen ten opzichte van de initiële stijfheid);

d) op starre constructieve elementen is demping niet van toepassing.

F.3.5.3.2 Materiaaldemping

Het verdient aanbeveling om energiedissipatie bij kleine rekken op element- of materiaalniveau in plaats van systeemdemping te beschouwen.

OPMERKING Sommige analyseprogramma's geven de mogelijkheid tot het specificeren van energiedissipatie bij kleine rekken op element- of materiaalniveau in plaats van systeemdemping. Dit verdient in het algemeen de voorkeur boven Rayleigh-demping.

F.3.6 Tweede-orde-effecten

Het analysemodel behoort lokale tweede-orde-effecten mee te nemen op het niveau van de constructieve elementen en tweede-orde-effecten gebaseerd op de volledige massa van de bouwconstructie en de nominale waarde van de gebruiksbelasting. Het model behoort rekening te houden met initiële additionele excentriciteiten.

OPMERKING Zie voor nadere informatie aangaande de tweede-orde-effecten de desbetreffende materiaalgebonden Eurocode-delen (NEN-EN 1992-reeks tot en met NEN-EN 1996-reeks, en NEN-EN 1999-reeks).

F.3.7 Grond-constructie-interactie

F.3.7.1 Achtergrond van het gedrag van de bodem

Bij een niet-lineaire tijdsdomeinanalyse van grond behoort een beschrijving van de grond met een geschikte schuifspanning-schuifvervormingsrelatie aanwezig te zijn en behoort een cyclisch hysteresismodel dat het juiste dempingsniveau genereert, te worden gebruikt.

OPMERKING 1 Het gedrag van de grond is significant niet-lineair onder sterke schokken, waarbij de grond versteviging en materiaaldemping door hysteresis laat zien. De niet-lineaire karakteristieken van grond worden vaak gerepresenteerd door G/G_0-krommen (de verhouding tussen de secant-glijdingsmodulus bij een gegeven schuifrek en die bij een zeer kleine rek) en rek-afhankelijke dempingskrommen.

De glijdingsmodulus bij kleine rekken kan worden verkregen met een van de volgende methoden:

a) ter plaatse uitgevoerde schuifgolfsnelheidsproeven, of

b) indirect uit relaties met andere geotechnische parameters, zoals:

- de CPT (Cone Penetration Test), of
- de verhouding tussen de ongedraineerde schuifsterkte en de over-consolidatie.

OPMERKING 2 Zelfs indien er resultaten van een geavanceerd geotechnisch onderzoek beschikbaar zijn, zal een zekere mate van onzekerheid over het gedrag van de grond blijven bestaan.

F.3.7.2 Modelleren van grond-constructie-interactie

F.3.7.2.1 Algemeen

Vervormbaarheid van de fundering (en daardoor grond-constructie-interactie) behoren in de berekening te worden meegenomen indien de vervormbaarheid van de funderingselementen en de grond onder de constructie een significant effect kunnen hebben op de vorm van de deformatie van de constructie en de breukmechanismen.

Vervormbaarheid van de grond en dynamische grond-constructie-interactie (GCI) kunnen worden gesimuleerd met een indirecte of een directe methode.

OPMERKING Grond-constructie-interactie heeft in het algemeen een gunstig effect op het gedrag van een constructie door de hiermee samenhangende extra vervormbaarheid en energiedissipatie. Het is conservatief om bij de analyse uit te gaan van een model met een vaste grondslag, indien een 'stijve grondslag'-aanname voor het gedrag van de bovenliggende constructie realistisch is.

F.3.7.2.2 Indirecte methode

Bij gebruikmaking van de indirecte methode behoort de grond te worden geschematiseerd door middel van (niet-lineaire) Winkler-veren en -dempers voor elke vrijheidsgraad van de fundering van de bouwconstructie.

OPMERKING De indirecte grond-constructie-interactiemethode schematiseert de grond door middel van (niet-lineaire) Winkler-veren en -dempers voor elke vrijheidsgraad voor de fundering van de bouwconstructie. Tenzij de fundering zeer stijf is vergeleken met de bovenliggende constructie, behoort sprake te zijn van een gelijkmatig verdeeld bed van veren onder de constructie.

F.3.7.3 Directe methode

Bij de directe methode behoort de grond te worden geschematiseerd als een niet-lineair systeem. De fijnheid van de eindige rekenelementen die het systeem rondom de constructieve fundering simuleren, behoort zodanig te zijn dat de stijfheid en de sterkte van de funderingsweerstand op geschikte wijze zijn geschematiseerd.

OPMERKING 1 De directe grond-constructie-interactiemethode combineert automatisch een niet-lineaire responsanalyse van de grond en de grond-constructie-interactie.

Het medium beneden de ondergrens van het grondcontinuüm behoort te worden gemodelleerd als een viskeuze grens volgens Lysmer (lineair viskeuze dempers). Het model behoort door te lopen tot op een diepte waarbij de grond eronder kan worden geschematiseerd als een elastisch medium met een schuifgolfsnelheid v_s van ten minste 300 m/s.

Indien de horizontale belasting op de constructie wordt behandeld als zich verticaal voortplantende schuifgolven en de verticale beweging (indien in de analyse meegenomen) als verticaal voortschrijdende drukgolven, behoren de dempers (in beide orthogonale richtingen) een viskeuze snelheid te hebben gelijk aan:

a) voor horizontale dempers:

$$C_h = \rho \times A \times v_s \qquad \text{(F.1)}$$

b) voor verticale dempers:

$$C_v = \rho \times A \times v_p \qquad \text{(F.2)}$$

waarbij:

$$v_s = \sqrt{(G / \rho)} \qquad \text{(F.3)}$$

$$v_p = \sqrt{\frac{\left(K + \frac{4}{3} \times G\right)}{\rho}} \qquad \text{(F.4)}$$

waarin:

A is het deel van de plattegrond toegewezen aan elke demper;

v_s is de snelheid van de schuifgolf in het elastische medium;

v_p is de snelheid van de drukgolf in het elastische medium;

G is de glijdingsmodulus;

K is de bulkmodulus;

ρ is de dichtheid van het elastische medium.

De horizontale belasting behoort te worden toegepast als kracht-tijdfunctie van:

$$F_{\mathrm{h}} = C_{\mathrm{h}} \times v_{\mathrm{h}}(t) \qquad \text{(F.5)}$$

en

$$F_{\mathrm{v}} = C_{\mathrm{v}} \times v_{\mathrm{v}}(t) \qquad \text{(F.6)}$$

waarin

$v_{\mathrm{h}}(t)$ zijn de horizontale snelheid-tijdrelaties van de aan de dag tredende bewegingen van het elastische medium;

$v_{\mathrm{v}}(t)$ zijn de verticale snelheid-tijdrelaties van de aan de dag tredende bewegingen van het elastische medium.

Het grond-elementmodel behoort dermate nauwkeurig te zijn dat de belangrijke hoogste frequentie-spanningsgolven, van ten minste 20 s^{-1}, goed worden overdragen.

OPMERKING 2 De werkelijk optredende beweging aan de onderzijde van het niet-lineaire gronddomein is niet dezelfde als de aan de dag tredende elastische beweging ten gevolge van het effect van de bovenliggende grond.

OPMERKING 3 Niettemin kan worden ingezien dat indien de belastingen alleen worden uitgeoefend op de onderliggende elastische mediumdempers (zonder het grondblok erboven), de resulterende beweging (snelheid = kracht/dempercoëfficiënt) niets anders zal zijn dan de elastische resulterende.

Voor de bepaling van de omgevingsrespons behoren zowel de bovengrenswaarden als de ondergrenswaarden voor de grondeigenschappen te worden aangenomen bij de bepaling van de grond-constructie-interactie.

OPMERKING 4 De keuze van de grondparameters voor de directe methode beïnvloedt zowel de respons van de lokale omgeving als de weerstand van de fundering. Een hogere inschatting van de grondstijfheid en -sterkte zal ten gevolge van de omgevingsrespons resulteren in geringere vermindering van de grondbewegingen als gevolg van de aardbeving in de eerste korte trillingsperiode daaropvolgend, en zal in het algemeen leiden tot hogere belastingen aangrijpend op de bouwconstructie. Bij het beschouwen van de ondergrenswaarden van de grondeigenschappen behoort te worden beoordeeld of de fundering de dan optredende belastingen kan doorstaan.

In de analyse mag een kinematische reductie van de grondbewegingen voor een grote of diepe stijve fundering van het gebouw worden meegenomen.

OPMERKING 5 Voor het beschouwen van een kinematische reductie bij deze funderingen wordt verwezen naar Givens, Michael James, D.Env 2013 [32].

F.4 Grondbewegingen

F.4.1 Aantallen series grondbewegingen

Aanbevolen wordt een reeks van elf series van driedimensionale grondbewegingen te gebruiken voor de bepaling van de grenstoestand NC. Indien minder dan elf geregistreerde bevingen worden gebruikt, behoort de schaalfactor van de piekgrondversnelling te worden verhoogd om rekening te houden met de gereduceerde betrouwbaarheid van de analyse.

Voor constructies die niet identiek zijn in twee orthogonale richtingen is de toepassing van dezelfde bewegingsseries nodig, waarbij de twee horizontale componenten in het vlak 90 graden zijn gedraaid, equivalent aan twee onafhankelijke series.

OPMERKING De respons van een constructie hangt af van de karakteristieken van de geregistreerde grondbewegingen. Het is noodzakelijk het analytische model te onderwerpen aan een reeks van grondbewegingen en niet een enkele, om een betrouwbare inschatting te krijgen van de verwachte respons.

F.4.2 Elastische uitkomst versus bewegingen op maaiveldniveau

Bij de indirecte grond-constructie-interactiemethode behoren bewegingsseries te worden toegepast die consistent zijn met de bewegingen op maaiveldniveau. Deze behoren het resultaat te zijn van een niet-lineaire omgevingsresponsanalyse.

Voor de directe grond-constructie-interactiemethode behoren de bewegingen opgelegd aan de Lysmer-dempers aan de onderzijde van het grondblok als elastische bewegingen te worden opgelegd aan de bouwconstructie boven het maaiveld.

F.4.3 Het schalen van bewegingsseries

De bewegingen die aan de invoerzijde van het model behoren te worden opgelegd bij de berekeningen voor controles op overeenstemming met het gedrag, behoren zodanig te worden gekozen dat zij overeenstemmen met het toegesneden referentieniveau van de piekgrondversnellingen, zoals bepaald in F.6. Voor elastische outputbewegingen zal de piekgrondversnelling van de geschaalde signalen in beide richtingen gelijk zijn aan het referentieniveau van de piekgrondversnelling.

OPMERKING De werkelijke piekgrondversnelling zoals geregistreerd op maaiveldniveau hoeft niet dezelfde te zijn als de referentie piekgrondversnelling, vanwege het effect van zachte oppervlaktelagen.

F.5 Verwachte waarden van de materiaalsterkte bij bestaande gebouwen

F.5.1 Algemeen

In de situatie dat de materiaaleigenschappen niet door het beproeven van monsters, getrokken uit het te beoordelen gebouw, zijn vastgesteld, mogen de parameters gegeven in de volgende paragrafen worden aangehouden.

F.5.2 Betonconstructies

De materiaaleigenschappen voor beton en wapeningsstaal behoren te worden vastgesteld volgens 5.3.2.

F.5.3 Constructiestaal

De materiaaleigenschappen voor constructiestaal behoren te worden vastgesteld volgens 6.3.

F.5.4 Staal-betonconstructies

De materiaaleigenschappen voor staal-betonconstructies behoren te worden vastgesteld volgens 7.3.

F.5.5 Hout

De materiaaleigenschappen voor houtconstructies behoren te worden vastgesteld volgens 8.3.1.

F.5.6 Metselwerk

De materiaaleigenschappen voor metselwerk behoren te worden vastgesteld volgens 9.3.2.

OPMERKING Voor metselwerk mogen als alternatief de waarden uit tabel F.2 worden aangehouden.

Tabel F.2 — Gemiddelde waarden van de eigenschappen voor verschillende soorten metselwerk (sterkte- en stijfheidskentallen in N/mm^2, breukenergie in N/mm)

Symbool	Eigenschap van het metselwerk	Metselwerk vervaardigd van			
		Bakstenen tot 1945	Bakstenen van na 1945	Kalkzandsteen, periode 1960 tot heden	Kalkzandsteen met dunne lijmvoegen, periode 1985 tot heden
f'_m	Druksterkte	8,5	10,0	7,0	10,0
E_m	E-modulus	5 000	6 000	3 500	7 500
G_m	Schuifmodulus	2 000	2 500	1 450	3 000
f_{x1}	Buigtreksterkte bij falen evenwijdig aan het vlak van de lintvoeg	0,15	0,3	0,15	0,6
f_{x2}	Buigtreksterkte bij falen loodrecht op het vlak van de lintvoeg	0,45	0,7	0,45	1,2
$f_{mt\perp}$	Eenassige treksterkte loodrecht op de lintvoeg	0.1	0.2	0.1	0.4
$f_{mt//}$	Eenassige treksterkte evenwijdig aan de lintvoeg	0,3	0,45	0,3	0,8
f_b	Hechtbuigsterkte tussen steen en mortel	0,2	0,3	0,15	0,4
f_{bt}	Eenassige hechttreksterkte tussen steen en mortel	0,15	0,2	0,1	0,4
f_{v0}	Hechtschuifsterkte tussen steen en mortel	0,3	0,4	0,25	0,6
tan φ	Wrijvingscoefficiënt bij afschuiving in de lintvoeg	0,75	0,75	0,6	0,6
G_{ft}	Breukenergie bij trek	0,035	0,035	0,015	0,03
G_{fd}	Breukenergie bij druk	10	7,5	5	5
G_{fa}	Breukenergie bij afschuiving in lintvoeg	0,1	0,2	0,1	0,2

F.5.7 Wrijving

Voor de wrijvingscoëfficiënten tussen verschillende constructieve elementen behoort op basis van deskundig inzicht een conservatieve waarde te worden vastgesteld.

OPMERKING De wrijvingscoëfficiënt mag worden ontleend aan tabel F.3.

Tabel F.3 — Wrijvingscoëfficiënten tussen materialen

Material	Hout	Metselwerk	Beton	Staal
Hout	0,4	0,6	0,4	0,3
Metselwerk	0,6	[a]	0,7	0,3
Beton	0,4	0,7	0,7	0,3
Staal	0,3	0,3	0,3	0,3

[a] Er is geen waarde gegeven, deze combinatie komt niet voor.

F.6 Procedures voor de controle van overeenstemming

F.6.1 Expliciete controle van de grenstoestand NC

Overeenstemming met het niveau van constructieve betrouwbaarheid is aangetoond indien geen bezwijken optreedt (grenstoestand NC wordt niet overschreden) in elk van de elf niet-lineaire eindige-elementen-tijdsdomeinanalyses met drie-assige grondbewegingsseries, geschaald als gedefinieerd in tabel F.4.

Indien minder dan elf series van gegevens worden gebruikt, behoort de grondbewegingsschaalfactor te worden verhoogd als aangegeven in tabel F.4 voor de situatie van zeven series.

F.6.2 Indirecte controle van de grenstoestand NC via een controle op de grenstoestand SD

F.6.2.1 Algemeen

Overeenstemming met deze NPR mag voor de grenstoestand NC ook worden aangetoond door te bewijzen dat aan alle criteria voor de grenstoestand SD is voldaan.

OPMERKING De grenstoestand SD is beschreven in 2.1 van deze NPR. De indirecte controlecriteria voor deze grenstoestand zijn binnen het toepassingsgebied van deze bijlage gegeven in F.1.

Voor deze controles mogen de tri-axiale grondbewegingsseries worden geschaald naar de waarden weergegeven in tabel F.4 (afhankelijk van het aantal aangenomen bewegingsseries) gedeeld door 1,33.

Het model dat wordt gebruikt voor de constructieve analyse mag bij elk van de grondbewegingsseries niet worden beïnvloed door het optreden van enigerlei vorm van plaatselijk bezwijken.

F.6.2.2 Definitie van parameters bij de controle van overeenstemming

F.6.2.2.1 Algemeen

De criteria geformuleerd in 2.1 van deze NPR, in verbinding met bijlagen A tot en met C van NEN-EN 1998-3, hebben de vorm van controles van eisen aan de vervorming en het draagvermogen (voor bepaalde krachtgerelateerde parameters).

Voor de grenstoestand SD behoren voor het berekenen van de waarden van de parameters ter vergelijking met de criteria, de volgende procedures te worden aangehouden ten aanzien van de parameters voor de controle van de vervorming en bezwijken.

F.6.2.2.2 Criteria die bepalend zijn voor controle van de vervorming

Onder vervormingscriteria vallen onder meer doorbuigingen, zijdelingse verplaatsingen van verdiepingen, rotaties van plastische scharnieren en rekken in de materialen. Het gemiddelde van de piekwaarden van alle vervormingsparameters, resulterend uit de analyses van het model onder het gespecificeerde aantal bewegingen, behoort met de corresponderende limiet voor de grenstoestand SD overeen te komen.

F.6.2.2.3 Criteria die bepalend zijn voor bezwijken

Voor het bezwijkgedrag, bepaald op grond van aangenomen elasticiteit, behoort een controle van het draagvermogen te worden uitgevoerd ten opzichte van de brosse sterkte van het element, uitgaande van een kracht van 1,3 maal het gemiddelde van de voorspelde piekwaarden van de optredende kracht, verkregen met het gespecificeerde aantal series bewegingen.

F.7 Het schalen van grondbewegingen ter controle van de grenstoestand NC voor bestaande bouw

Voor gebruik van zeven tijdsignalen op diepte moeten de volgende piekgrondversnellingen worden aangehouden:

$$\mathrm{a}_{\mathrm{g;FEM}} = 1{,}4 \times k_{\mathrm{ag}} \times \gamma_{\mathrm{M}} \times a_{\mathrm{g;ref}} \tag{F.7}$$

Voor gebruik van elf tijdsignalen op diepte moeten de volgende piekgrondversnellingen worden aangehouden:

$$\mathrm{a}_{\mathrm{g;FEM}} = 1{,}25 \times k_{\mathrm{ag}} \times \gamma_{\mathrm{M}} \times a_{\mathrm{g;ref}}. \tag{F.8}$$

Voor gebruik van tijdsignalen op maaiveldniveau, ongeacht het aantal tijdsignalen, moeten de volgende piekgrondversnellingen worden aangehouden:

$$a_{\mathrm{g;mv}} = S_{\mathrm{MS}} / 3 \tag{F.9}$$

waarbij:

$$S_{\mathrm{MS}} = F_{\mathrm{a}} \times S_{\mathrm{S}} \tag{F.10}$$

waarbij:

$$F_{\mathrm{a}} = -0{,}503 \times \ln(a_{g;\mathrm{d;FEM}}) + 0{,}648 \tag{F.11}$$

$$S_{\mathrm{S}} = 2{,}2 \times a_{g;\mathrm{d;FEM}} \tag{F.12}$$

waarin:

$a_{\mathrm{g;FEM}}$ is de piekgrondversnelling op diepte voor gebruik in eindige-elementenberekeningen, in *g;*

k_{ag}, γ_{M}, $a_{\mathrm{g;ref}}$ voor de verklaring zie 3.2.2.2.1;

$a_{g;mv}$ is de piekgrondversnelling op maaiveldniveau voor gebruik in eindige-elementenberekeningen, in *g*.

S_{MS}, F_{a}, S_{S} voor de verklaring, zie 3.2.2.2.1.

OPMERKING In tabel F.4 zijn de resultaten van de uitdrukkingen (F.7) en (F.8) uitgeschreven per gevolgklasse.

Tabel F.4 – Uitwerking van uitdrukkingen (F.7) en (F.8) per gevolgklasse

Gevolgklasse volgens NEN 8700	Piekgrondversnelling $a_{g;FEM}$ op diepte [g]	
	Bij elf series	Bij zeven series
CC1A	Geen waarde gegeven [a]	Geen waarde gegeven [a]
CC1B	$1{,}65 \times a_{g;ref}$	$1{,}85 \times a_{g;ref}$
CC2	$2{,}25 \times a_{g;ref}$	$2{,}5 \times a_{g;ref}$
CC3	$2{,}9 \times a_{g;ref}$	$3{,}3 \times a_{g;ref}$
[a] Menselijke veiligheid niet maatgevend, zie ook tabel 2.2 van deze NPR.		

F.8 Kwaliteitscontrole

F.8.1 Achtergrond

Een voldoende kader voor kwaliteitscontrole is benodigd. Hieraan is voldaan indien aan F.8.2 tot en met F.8.4 is voldaan.

OPMERKING De niet-lineaire eindige-elementen-tijdsdomeinanalyse is de meest veelzijdige, flexibele en gedetailleerde methode die op het moment in de praktijk beschikbaar is voor het bepalen van het gedrag van een veelvoud van constructietypen – met inbegrip van bestaande constructies, die niet zodanig zijn ontworpen en gedetailleerd dat zij kunnen worden geanalyseerd met ‘norm-consistente’ methoden. De schaduwzijde daarvan is echter dat de modellen gebruikt bij de analysen complex zijn en de resultaten moeilijk zijn te controleren.

F.8.2 Validatie van rekenprogramma’s en procedures

In de documentatie die hoort bij elke analyse van het gedrag van een gebouw onder een aardbevingsbelasting, behoort te worden ingegaan op de wijze waarop de validatie van de geschiktheid van de rekenprogramma’s en de modelleringstechniek voor de beschouwde bouwconstructie tot stand is gekomen.

OPMERKING Voorbeelden voor validatie kunnen zijn: calibratie aan representatieve laboratoriumproeven of case studies op vergelijkbare objecten, waarbij alle kritische gedragsvormen aan de orde zijn gekomen.

F.8.3 Documentatie bij de analyse

De resultaten van een eindige-elementenanalyse behoren inzichtelijk te worden vastgelegd in een rapportage. Hieraan is voldaan indien de hiernavolgende aspecten in het rapport zijn opgenomen.

OPMERKING 1 Door het grondig voorbereiden van een eindige-elementenanalyse worden de kans op fouten, de voor de analyse benodigde tijd en dus ook de kosten gereduceerd. Ook behoren de resultaten van een eindige-elementenanalyse op een gestandaardiseerde wijze te worden gerapporteerd. Daarmee worden tijd en kosten bespaard die samenhangen met controle en archivering van de analyse. Meer informatie ten aanzien van het uitvoeren van de analyse en het rapporteren van de resultaten kan worden gevonden in publicaties van de International Association for the Engineering Modelling Analysis and Simulation Community (NAFEMS). NAFEMS heeft een ‘Professional Simulation Engineer Certification’ ingevoerd. Hierbij wordt tegemoetgekomen aan de wens van ingenieurs/analytici die numerieke analyses uitvoeren voor ontwerp, simulatie en productverificatie, om hun competentie op de werkvloer onafhankelijk te laten toetsen en te laten certificeren.

1) Een specificatie, die ingaat op, maar niet wordt beperkt tot:

   a) de doelstelling van de analyse;

   b) de soort analyse;

   c) de gebruikte rekenprogramma's, met inbegrip van versie en datum van uitgave.

2) Modelvoorbereiding en -controle, die ingaan op, maar niet worden beperkt tot:

   a) materiaalmodellering en bijbehorende parameters;

   b) type, nummer en, indien van toepassing, het integratieschema van de elementen en een tekening van het eindige-elementenmodel;

   c) beschrijving en tekening van de randvoorwaarden, verbindingsdetails en belasting;

   d) benodigde data om, indien noodzakelijk, een heranalyse uit te kunnen voeren.

3) Analyse, waarbij wordt ingegaan op:

   a) informatie over het gebruikte model (type, aantal vrijheidsgraden);

   b) belastingsschema en toepassing;

   c) waarschuwingen afgegeven door het programma en een motivatie waarom deze kunnen worden genegeerd;

   d) het convergentiegedrag voor programma's met een impliciete tijdsintegratie, en

   e) een motivering voor de aangenomen tijdstappen voor programma's met een expliciete tijdsintegratie.

4) De validatie van de analyse, die ingaat op, maar niet is beperkt tot:

   a) een tekening van de verplaatsingsvelden;

   b) een tekening van de schadegebieden;

   c) de geldigheid van de resultaten zowel in kwalitatieve als in kwantitatieve zin.

   OPMERKING 2 De validatie van de analyse is het onderdeel van het analyserapport waarin de resultaten van de simulatie worden besproken.

5) Post-analysecontroles.

F.8.4 Onafhankelijke toetsing

Steeksproefsgewijs behoort, door een onafhankelijke deskundige derde, toetsing van uitgevoerde berekeningen plaats te vinden.

Bibliografie

[1] Woningwet

[2] Besluit omgevingsrecht

[3] Bouwbesluit 2012, Stb. 2011, 416, en 676, 2012, 441, 2013, 75, 244 en 462, 2014, 51, 333, 342 en 539 en 2015, 92, 249 en 425

[4] ISO 2394:1998, *General principles on reliability for structures*

[5] NEN-ISO 13822:2010, *Bases for design of structures – Assessment of existing structures*

[6] Joint Committee on Structural Safety, *Probabilistic Assessment of Existing Structures*, JCSS Report 032, 2001

[7] Arup, *Inventarisatie preventieve maatregelen,* 2013

[8] Deltares, *Quick scan naar mogelijke effecten op de vitale infrastructuur,* 2013

[9] KNMI, *Probabilistic Seismic Hazard Analysis for Induced Earthquakes in Groningen; Update 2015,* October 2015, Bernard Dost and Jesper Spetzler

[10] B. Dost en D. Kraaijpoel, *The August 16, 2012 earthquake near Huizinge (Groningen)*, KNMI, 2013

[11] Mevr. Dr. A.G. Muntendam-Bos and Dr. J.A. de Waal, *Reassessment of the probability of higher magnitude earthquakes in the Groningen gas field*, State Supervision of Mines, 2013

[12] *Study to develop an approach for a Structural Upgrading Strategy for Groningen*, Arup in opdracht van NAM, 2013

[13] dr. H.M.G. Kruse, dr. Ir. P. Hölscher, *Schade aan buisleiding door aardbeving – fase 1 inventarisatie*, Deltares, 2010

[14] Staalduinen en Geurts, *TNO Rapport 97-CON-R1523-1: De relatie tussen schade aan gebouwen en lichte ondiepe aardbevingen in Nederland: inventarisatie*, TNO, 1998

[15] prof. dr. ir. T. Vrouwenvelder, *TNO Memo C1-M0033: Response spectra for the Eemshaven energy plant*, TNO, 2007

[16] Wassing, van Eck en van Eijs, *TNO rapport 04-244-B: Seismische hazard van geïnduceerde aardbevingen*, TNO, 2004

[17] B. Acun, A. Athanasopoulou, A. Pinto, E. Carvalho, M. Fardis, *JRC Report: Eurocode 8: Seismic Design of Buildings – Worked examples*, JRC, 2011

[18] NEN-EN 15129:2009, *Seismische dempers*

[19] NEN-EN 1998-reeks, *Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies*

[20] DIN-EN 1998-reeks/NA, *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*, DIN (Duitsland)

[21] NBN-EN 1998-reeks/ANB, *Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Nationale bijlage*, NBN (België)

[22] ISO 28841:2013, *Guidelines for simplified seismic assessment and rehabilitation of concrete buildings*

[23] Idriss, I.M., Boulanger, R.W., *Soil liquefaction during earthquakes*, Monograph EERI MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, 2008

[24] Marcuson, W. F. III, Hynes, M. E., and Franklin, A. G., *Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments*, Earthquake Spectra, Vol. 6(3), pp. 529-572, 1990

[25] Yoshimine, M., H. Nishizaki, K. Amano, and Y. Hosono, 2006. *Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide of infinite slope*, Soil Dyn. And Earthquake Engrg., 26 (2-4), 253-264.

[26] *Voorlopige ontwerpuitgangspunten voor nieuwbouw en verbouw onder aardbevingsbelasting ten gevolge van de gaswinning in het Groningenveld*, NEN, 15 mei 2014 (revisie 1, 23 mei 2014)

[27] *Notitie 2-12-2015, NPR 9998 – Metselwerkwanden belast uit het vlak*, Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V., Rijswijk, 2015

[28] Pappin*, Seismic loading,* Cyclic loading soils, Eds O'Reilly & Brown, 1991

[29] ISO 3898:2013, *Grondslagen voor het ontwerpen van constructies – Namen en symbolen van fysische en metagrootheden*

[30] Newmark, N. M. *A method of computation for structural dynamics,* Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 85 (EM3) 67-94, 1959

[31] Robertson; P.K., *Soil classification using the cone penetration test*, Canadian Geotechnical Journal, volume 27, nummer 1, februari 1990, 151-158

[32] Givens, Michael James, D.Env*, Dynamic Soil Structure Interaction of Instrumented Buildings and Test Structures,* University of California, Los Angeles, 2013

[33] Salgado, R. *The Engineering of Foundations*, McGraw-Hill, 2007

[34] G. Grunthal, European Macroseismic Scale 1998, *Conseil De l'Europe Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, Volume 15, Luxemburg, 1998

[35] Arup, *Groningen earthquakes structural upgrading – site respons analysis*, rapport 229746_032.0_REP141, Juni 2015, update december 2015

[36] Steenbergen, Vrouwenvelder , Scholten, *Veiligheidsbeschouwing aradbevingen Groningen t.b.v. NPR 9998*, TNO-2015-R12071, 9 april 2015, aangevuld december 2015

[37] Kruiver, P.P., G. de Lange, A. Wiersma, P. Meijers, M. Korff, J. Peeters, J. Stafleu, R. Harting, R. Dambrink, F. Busschers, J. Gunnink (2015), *Geological schematisation of the shallow subsurface of Groningen – For site response to earthquakes for the Groningen gas field,* Deltares Report No. 1209862-005-GEO-0004-v5-r, 16, March 2015